



J. A. S. Fontoura, E. D. dos Santos, L. A. Isoldi, E. Melo Fo., M. P. Lima, A. T. C. Guimarães, A. M. L. Alves, C. R. Olinto, P. R. F. Teixeira, C. Neves
(Organizadores)

ANAIS DO V SEMENGO: SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

ISBN: 978-85-7566-236-6

Universidade Federal do Rio Grande – Rio Grande – RS

07 a 09 de novembro de 2012



Ficha Catalográfica

Anais do V SEMENGO: Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica – Rio Grande/RS - Brasil:
Universidade Federal do Rio Grande (FURG), 2012 – 1ª Edição.

J. A. S. Fontoura, E. D. dos Santos, L. A. Isoldi, E. Melo Fo, M. P. Lima, A. T. C. Guimarães, A. M. L. Alves,
C. R. Olinto, P. R. F. Teixeira, C. Neves (Organizadores).

Anais do V SEMENGO. Modo de acesso: www.semengo.furg.br

274 p.: Il

ISBN: 978-85-7566-236-6

1. Geotecnia e Obras Costeiras. 2. Processos Costeiros e Estuarinos. 3. Logística e Transporte Aquaviário. 4.
Energias Renováveis do Mar. 5. Equipamentos Oceânicos e Costeiros. 6. Estruturas Oceânicas.

ISBN 978-85-7566-236-6



Universidade Federal do Rio Grande – Rio Grande – RS

07 a 09 de novembro de 2012

Prefácio

Em nome da comissão organizadora do V Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, V SEMENGO, agradecemos a presença de todos em Rio Grande, Rio Grande do Sul, Brasil, durante os dias de 07 a 09 de novembro de 2012. Este é um evento bi-anual organizado pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande (FURG). O SEMENGO tem o objetivo de reunir pesquisadores e profissionais das áreas de Engenharia Costeira e Oceânica.

O primeiro evento ocorreu no ano de 2004, e desde então tem apresentado palestrantes de âmbito nacional e internacional, sendo que em cada edição foi eleito um tema a ser destacado com a finalidade de alavancar alguma área do conhecimento específica. No I SEMENGO (2004), foi eleita a área de durabilidade do concreto em ambiente marítimo, no II SEMENGO (2006) a área de transporte e logística, no III SEMENGO (2008) a área de energia das ondas e no IV SEMENGO (2010) o tema central foi à construção naval. Nas sessões do seminário também foram apresentados e debatidos trabalhos de vários estados do Brasil, além de Portugal e Espanha, abrangendo todos os temas relacionados às Engenharias Costeira e Oceânica no Brasil e no mundo. Este ano, o V SEMENGO contemplará como tema a Engenharia Costeira e Portuária. A exemplo das edições anteriores, todos os artigos apresentados ficarão a disposição do público no site permanente do evento: <http://www.semengo.furg.br>.

Gostariamos de agradecer aos membros do comitê científico, a todos palestrantes, aos nossos alunos que trabalharam na organização do evento e a todos aqueles que de alguma forma colaboraram para a realização do V SEMENGO. Agradecemos o suporte financeiro oferecido pela CAPES, Porto do Rio Grande, CIRM, Huesker e Queiroz Galvão, bem como o apoio da ABCM.

Rio Grande, 07 de novembro de 2012

Comissão Organizadora:

Prof. José Antônio Scotti Fontoura (coordenador geral)

Prof. Elizaldo Domingues dos Santos (coordenador do comitê científico)

Prof. Liércio André Isoldi (coordenador do comitê científico)

Prof. Eloi Melo Filho

Prof. Milton Luiz Paiva de Lima

Prof. André Tavares da Cunha Guimarães

Prof. Antonio Marcos de Lima Alves

Prof. Cláudio Rodrigues Olinto

Prof. Paulo Roberto de Freitas Teixeira

Prof. Cláudio Freitas Neves

Comitê Científico

Prof. Adriane Prisco Petry, Dr (UFRGS)
Prof. Álvaro Luiz de Bortoli, Dr (UFRGS)
Prof. Anderson Favero Porte, Dr (IFRS)
Prof. André Tavares da Cunha Guimarães, Dr (FURG)
Prof. Antônio Marcos de Lima Alves, Dr (FURG)
Prof. Cezar Augusto Burket Bastos, Dr (FURG)
Prof. Claudio Freitas Neves, PhD (COPPE/UFRJ)
Prof. Cláudio Rodrigues Olinto, Dr (FURG)
Prof. Davide Franco, PhD (UFSC)
Prof. Eduardo Costa Couto, Dr (FURG)
Prof. Elírio Ernestino Toldo Jr., Dr (UFRGS)
Prof. Elizaldo Domingues dos Santos, Dr (FURG)
Prof. Eloi Melo Filho, PhD (FURG)
Prof. Eric Didier, PhD (LNEC/Portugal)
Prof. George Stanescu, PhD (UFPR)
Prof. Ivoni Carlos Acunha Júnior, Dr (IFRS)
Prof. Jeferson Avila Souza, Dr (FURG)
Prof. Jefferson Bandeira, Dr (CDTN)
Prof. José Antônio Scotti Fontoura, Dr (FURG)
Prof. José Viriato Coelho Vargas, PhD (UFPR)
Prof. Juan Ordonez, PhD (Florida State University/USA)
Prof. Juana Fortes, PhD (LNEC/Portugal)
Prof. Julio Chacaltana, PhD (UFES)
Prof. Liércio André Isoldi, Dr (FURG)
Prof. Luiz Alberto Oliveira Rocha, PhD (UFRGS)
Prof. Luiz Antônio Bragança da Cunda, Dr (FURG)
Prof. Marcelo Moraes Galarça, Dr (IFRS)
Prof. Marcelo Risso Errera, PhD (UFPR)
Prof. Marcos Eduardo Cordeiro Bernardes, PhD (UNIFEI)
Prof. Maria Angela Vaz dos Santos, Dr (PUCRS)
Prof. Mateus das Neves Gomes, MSc (IFPR)
Prof. Mauro de Vasconcellos Real, Dr (FURG)

Prof. Miguel Angel Climent Llorca, PhD (Universidade de Alicante/Espanha)

Prof. Milton Paiva de Lima, Dr (FURG)

Prof. Osmar Olinto Möller Júnior, PhD (FURG)

Prof. Paolo Alfredini, Dr (USP)

Prof. Paulo Roberto Freitas Teixeira, Dr (FURG)

Prof. Paulo Smith Schneider, Dr (UFRGS)

Prof. Waldir Terra Pinto, PhD (FURG)

Sumário

ESTUDO DO POTENCIAL EÓLICO OFFSHORE NO LITORAL DO PARANÁ 1

Bruno Christófaró, Carlos A. Nadal, Carlos R. Soares e Jose A. S. Fontoura

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE NAVIOS AMARRADOS EM BACIAS ABRIGADAS 10

Liliana Pinheiro, João Santos e Conceição Fortes

COMPARAÇÃO ENTRE ESTRATÉGIAS PARA CÁLCULO DO TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS 21

Cleverson Thoaldo e Mauricio Gobbi

ESTIMATIVA DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA PRAIA BRAVA DE MATINHOS/PR COM AUXÍLIO DA MODELAGEM NUMÉRICA DAS ONDAS 29

Liége Wosiacki e Maurício Gobbi

ESTUDO INFERENCIAL PARA A LOCAÇÃO DE UMA FAZENDA EÓLICA NO LITORAL DO PARANÁ 36

Bruno Christófaró, Carlos A. Nadal, Carlos R. Soares e Jose A. S. Fontoura

SIMULATED ANNEALING APLICADO NA PROGRAMAÇÃO DE ALOCAÇÃO DOS NAVIOS 44

Merhy Heli Paiva Rodrigues, Catia Maria Dos Santos Machado e Milton Luiz Paiva de Lima

RESPOSTA MORFOLÓGICA DA FOZ DO RIO SÃO FRANCISCO, DEVIDO À RETENÇÃO DE SEDIMENTOS NOS RESERVATÓRIOS 52

Jefferson Bandeira, Eduardo Farias, João Lorenzetti e Lécio Salim

AVALIAÇÃO COMPARATIVA DO RISCO DE GALGAMENTOS NA PRAIA DA VITÓRIA, TERCEIRA, AÇORES 61

Tania Rocha, Juana Fortes, Maria Teresa Reis, João Alfredo Santos, Diogo Neves, Luis Portela e Francisco Taveira-Pinto.

MODELAÇÃO DE UM QUEBRA-MAR DE TALUDE IMPERMEÁVEL: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO NUMÉRICO SPH E MODELO FÍSICO 71

Eric Didier, Diogo Neves, Ricardo Martins e Maria Graça Neves

LARGE EDDY SIMULATION OF TURBULENT FORCED CONVECTIVE FLOWS OVER A PAIR OF CIRCULAR CYLINDERS WITH DIFFERENT ARRANGEMENTS

..... 84

Elizaldo D. dos Santos, Fabio da Silva, Ivoni Acunha Jr, Marcelo Galarça, Liércio A. Isoldi e Luiz A. O. Rocha

APLICAÇÃO DE UMA METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE EFICIÊNCIA EM TERMINAIS DE CONTEINERES 93

Maiquiel Schmidt de Oliveira, Ana Maria Volkmer de Azambuja e Milton Luiz Paiva de Lima

OTIMIZAÇÃO GEOMÉTRICA 2D COM CONSTRUCTAL DESIGN DE UM DISPOSITIVO DO TIPO COLUNA DE ÁGUA OSCILANTE EM ESCALA DE LABORATÓRIO 100

Mateus das N. Gomes, Cristina Nascimento, Beatriz Bonafini, Elizaldo D. dos Santos, Liércio A. Isoldi e Luiz A. O. Rocha

ESTUDO NUMÉRICO DE UMA PLACA SUBMERSA VISTA COMO QUEBRA-MAR E CONVERSOR DE ENERGIA DAS ONDAS 108

Flávio Medeiros Seibt, Eduardo Costa Couto, Paulo Roberto de Freitas Teixeira, Elizaldo D. dos Santos e Liércio A. Isoldi

MODELO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO116

Leandro Candido de Lemos Pinheiro e Mauro de Vasconcellos Real

ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO ENTRE ESCOAMENTOS A BAIXOS NÚMEROS DE REYNOLDS E CILINDROS APOIADOS EM BASE ELÁSTICA124

Rafael Almeida Gonçalves, Paulo Roberto de Freitas Teixeira e Eric Didier

CARACTERIZAÇÃO DA AGITAÇÃO MARÍTIMA COM BASE NO MODELO SWAN APLICADO AO LITORAL SETENTRIONAL DO RIO GRANDE DO NORTE, ÁREA DE EXPLORAÇÃO PETROLÍFERA NA BACIA POTIGUAR132

João Angelo, Ada Scudelari, Conceição Fortes, Maria de Fátima Matos, António Pires Silva e Venerando Amaro

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE UTILIZANDO O CÓDIGO NUMÉRICO OPENFOAM.....141

José M. P. Conde e Tiago M. Moreira

MODELAÇÃO FÍSICA DA PROPAGAÇÃO DE ONDAS NUM CANAL.....151

José M. P. Conde, Rui Reis, Juana Fortes e Diogo Neves

METODOLOGIA PARA A PROSPECÇÃO DE CENÁRIOS RELACIONADOS À CONSTRUÇÃO DE PORTOS URUGUAIOS NA REGIÃO DA LAGOA MIRIM.....161

Cástulo Eizmendi Fossati, Milton Luiz Paiva De Lima e Ana Maria Volkmer de Azambuja

REDUÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO EM CONCRETOS: TRATAMENTOS SUPERFICIAIS.....167

Bruna Ferronato, André Guimarães, Felipe Rodrigues e Felipe Magalhães

GRAU DE SATURAÇÃO (GS) DO CONCRETO: APLICAÇÃO DO MODELO DE SANTA POLA - ALICANTE - ESPANHA À RIO GRANDE - RS – BRASIL175

Daniel Dias, André Guimarães, Ana Azambuja e Miguel Climent

SIMULAÇÃO DINÂMICA DE DELTAS FLUVIAIS COM REDES NEURAIAS ADAPTATIVAS183

Eduardo Puhl, Ana Luiza De Oliveira Borges e Olavo Pedrollo

CONSTRUCTAL DESIGN APLICADO A PLACAS COM FUROS ELÍPTICOS SOB FLAMBAGEM.....191

Anderson Luís Garcia Correia, Thiago da Silveira, Caio César Cardoso da Silva, Luiz A. O. Rocha, Mauro de Vasconcellos Real, Elizaldo D. dos Santos e Liércio A. Isoldi

OTIMIZAÇÃO GEOMÉTRICA DE PLACAS COM ENRIJECEDORES SUBMETIDAS À FLEXÃO199

Thiago da Silveira, Anderson Luís Garcia Correia, Caio César Cardoso da Silva, Luiz A. O. Rocha, Mauro de Vasconcellos Real, Elizaldo D. dos Santos e Liércio A. Isoldi

META-ANÁLISE DOS DADOS DE INTENSIDADE DE CORROSÃO DOS ESTUDOS BRASILEIROS SOBRE CORROSÃO DE ARMADURAS POR AÇÃO DE ÍONS CLORETOS207

Ariela Torres, Stael Padilha e Luis Carlos Silva Filho

ANÁLISE TEÓRICA DA INFLUÊNCIA DE PERFIS SOBRE A POTÊNCIA DE UMA TURBINA WELLS EMPREGADA EM DISPOSITIVOS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS215

Gustavo Dias Dias, Sonia M. dos Santos, Elizaldo D. dos Santos, Luiz A. O. Rocha e Cláudio R. Olinto.

REPOSTAS MORFOLÓGICAS AO BALANÇO DE SEDIMENTOS NO LITORAL MÉDIO DO RIO GRANDE DO SUL223

Elírio Toldo, Lucas Motta, Luiz Almeida e José Nunes

ANÁLISE DA RELAÇÃO ENTRE A VARIAÇÃO DA LINHA DE COSTA E O CLIMA DE ONDAS PARA A PRAIA DA ARMAÇÃO, ILHA DE SANTA CATARINA228

Anna Luiza Dalbosco, José Roberto Miranda e Davide Franco

INVESTIGAÇÃO PRELIMINAR DAS CAUSAS DA EROÇÃO SOFRIDA PELA PRAIA DA ARMAÇÃO, FLORIANÓPOLIS, EM MAIO DE 2010.....236

Bruno Galler Kubelka, Deborah Aguiar e Marco Romeu

NOTA SOBRE O CÁLCULO DO POTENCIAL ENERGÉTICO DE ONDAS GERADAS PELO VENTO PARA USO EM CONVERSORES DE ENERGIA244

Eloi Melo

O USO DO ^{222}Rn NA ESTIMATIVA DA DESCARGA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA253

Mariele Paiva, Carlos F. F. Andrade, Karina K. Attisano, Felipe H. Niencheski

VARIABILIDADE NO SISTEMA PRAIA-DUNAS AO LONGO DOS BALNEÁRIOS DUNAS ALTAS E SANTA RITA LITORAL NORTE DO RIO GRANDE DO SUL (RS) COM BASE EM DADOS LASER SCANNER “LIDAR”261

Humberto D. Vianna, Lauro J. Calliari

NOVAS TÉCNICAS DE APRESENTAÇÃO DE DADOS METEOCEANOGRÁFICOS269

Carlos E. Parente, Izabel C. Nogueira



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

ESTUDO DO POTENCIAL EÓLICO *OFFSHORE* NO LITORAL DO PARANÁ.

Bruno Ramos Christófar¹, Carlos Aurélio Nadal², Carlos Roberto Soares³, José Antônio Scotti Fontoura⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
e-mail: brchristofaro@gmail.com

² Universidade Federal do Paraná
Departamento de Geomática
e-mail: cnadal@ufpr.br

³ Universidade Federal do Paraná
Centro de Estudos do Mar
e-mail: crsoares@ufpr.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
e-mail: josefontoura@furg.br

RESUMO

O objetivo deste trabalho foi o de estudar o potencial eólico em ambiente onshore e offshore no Município de Pontal do Paraná – PR, Brasil. Os dados utilizados têm uma abrangência de 3 anos, entre janeiro de 2007, até dezembro de 2009. Os dados foram processados nos softwares livres ALWIN e R. A velocidade média encontrada foi de 3,43 m/s. Os padrões de direção dos ventos revelou o domínio do setor S (4,7%). Os gráficos de calma revelaram que 31,4% dos dados ficaram abaixo da velocidade de 2,0 m/s por períodos de 26 h seguidas. As maiores velocidades diárias ocorrem no período da tarde e noite, não ultrapassando 4,5 m/s. Os valores de fator de capacidade máximos encontrados foram de 15,9% (onshore) e 8,9% (offshore), utilizando o modelo de aerogerador ENERCON E-48. Os valores encontrados não foram atrativos para a conversão eólica.

Palavras-chave: *Energia Eólica, Offshore, Distribuição de Weibull, Software Alwin, Paraná.*

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a humanidade é fortemente dependente da energia elétrica, havendo uma tendência de que esta demanda aumente, tornando-se um enorme desafio supri-la sem degradar o meio ambiente. A energia provinda de fontes eólicas é um recurso abundante e, além de segura e limpa, não há custos com aquisição e riscos com preços de combustíveis a longo prazo (Millais, 2005). A fonte de energia eólica também é uma grande saída para países que tenham pequenas extensões territoriais, mas que tenham zonas costeiras, que dependendo das condições de vento, também poderiam gerar energia em ambientes *offshore*.

O objetivo deste trabalho é analisar o potencial eólico em ambiente *onshore* e *offshore* no Balneário Pontal do Sul (PR), empregando o *software* livre ALWIN.

2. ÁREA DE ESTUDO

No município de Pontal do Paraná – PR (Figura 1) está localizado o balneário de Pontal do Sul, tendo como coordenadas geográficas a latitude 25° 35'S e longitude 48°21'W, na desembocadura Sul da Baía de Paranaguá.

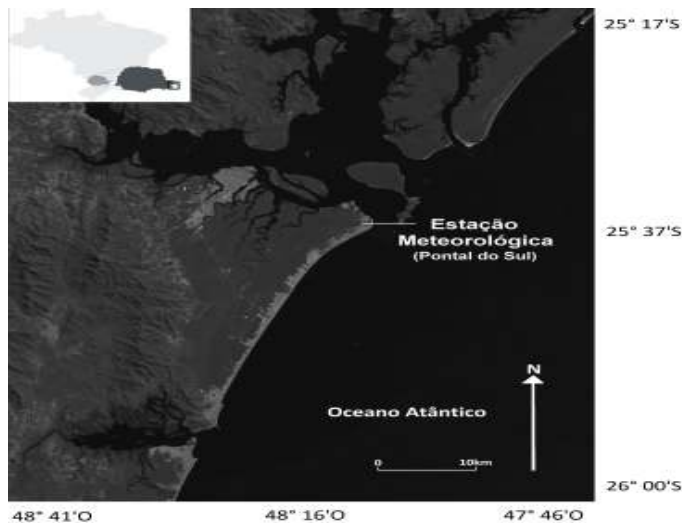


Figura 1. Mapa de localização da área de estudo (quadrado branco) e da estação meteorológica de Pontal do Sul.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Dados Meteorológicos

Os dados meteorológicos utilizados no estudo abrangem o período de Janeiro de 2007 até Dezembro de 2009, totalizando três anos, obedecendo a padrões de testes de potencial eólico, onde é necessário, no mínimo, dois anos de dados e altura mínima do anemômetro de 10 m (Hassan, 2004). Os dados foram obtidos junto ao Grupo de Física Marinha do Centro de Estudos do Mar da UFPR (GFM/UFPR), abrangendo a velocidade e direção do vento, bem como, o registro das datas e horários da coleta das informações.

Em relação à velocidade média do vento, segundo Feitosa *et al.* (1993), ventos com velocidades médias anuais iguais ou maiores que 6 m/s são atrativos para a conversão de eletricidade. Para a obtenção da velocidade média do vento, foi utilizado o *software* livre R, cujos valores foram posteriormente inseridos no ALWIN.

3.2 Atributos do *Software* ALWIN

O *software* ALWIN utiliza distribuição estatística de Weibull, que foi desenvolvida na década de 1930 pelo físico sueco Wallodi Weibull (Dalmaz *et al.*, 2007). A Lei de Weibull é dada pela Eq. (1) (Dantas, 1997 *apud* Miguel & Rossi 2004, p. 56):

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

Onde c é o parâmetro de forma (adimensional e positivo); a é o parâmetro de escala (dimensão de velocidade e positivo); v = velocidade do vento.

Os fatores c e a são de grande importância para a avaliação das condições do local de estudo. Curvas formadas a partir dos eixos $g(v)$ e a indicam a influência do fator c na curva de distribuição de Weibull (Mirshawka, 1979). Quando o valor de a aproxima-se de 1 e o parâmetro c situa-se entre 3,0 e 4,0 ocorre à formação de perfis de curva semelhantes ao da curva normal. As curvas com fatores de forma 0,5, 1,0 e 2,0 apresentam-se com perfis variáveis (Figura 2), no eixo $g(v)$. Em suma, o parâmetro de forma c assume valores, geralmente, entre 1,5 e 3, (Martínez, 2003), e nos dá a ideia da regularidade dos ventos. Na determinação da distribuição de Weibull, foi utilizado o

ALWIN, bem como os dados de velocidade do vento divididos em faixas de velocidade, a velocidade média e a altura de coleta dos dados.

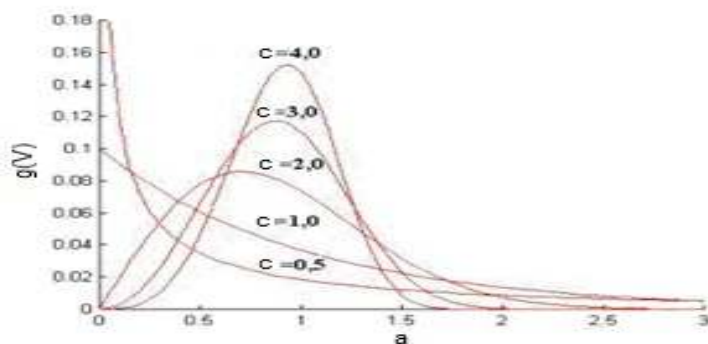


Figura 2. Influência do parâmetro de forma *c* no parâmetro de escala *a*. (Petry & Mattuella, 2007).

O ALWIN possibilita também, determinar a direção predominante do vento, o padrão diário dos ventos e as calmarias da região. Através do diagrama da Rosa dos Ventos, elaborado com “pétalas” radiais, é possível evidenciar as frequências e velocidade dos ventos que sopram nos 16 pontos cardeais, colaterais e sub-colaterais. O comprimento de cada “pétala” mostra a ocorrência de ventos registrada em um dado período de tempo, e as gradações sobre as pétalas mostram a frequência da velocidade dos ventos (Petry & Mattuella, 2007). O padrão diário dos ventos e as calmarias da região disponibilizam os períodos em que não foi produzido energia, podendo inviabilizar o empreendimento se forem períodos significativos (Dalmaz *et al.*, 2007; Petry & Mattuella, 2007).

Para a aquisição da direção predominante do vento foram utilizados os dados de direção e velocidade do vento, divididos em 16 quadrantes de direção obtendo as médias e máximas velocidades do vento em cada quadrante que posteriormente foram inseridos no ALWIN. Para a obtenção das calmarias da região, primeiramente foram geradas as médias e desvios padrões das velocidades do vento no período de 24 h, para então serem inseridos no ALWIN. Foi estabelecido também, como calmaria nesse estudo, velocidades inferiores a 1 e 2 m/s que não podem ser aproveitados para a conversão de eletricidade.

3.3 Extrapolação dos Dados e Previsão de Energia Gerada

A altura ideal de coleta de dados por um anemômetro, para testes eólicos, é de 50 m (Hassan, 2004). Para solucionar esse problema, é possível fazer a extrapolação da frequência da velocidade do vento por meio da Lei Logarítmica utilizando a Eq. (2) até a altura desejada. (Blessmann, 1995; Manwell *et al.*, 2002)

$$V_z = V_{zr} \left[\ln \left(\frac{z}{z_0} \right) / \ln \left(\frac{z_r}{z_0} \right) \right] \quad (2)$$

Em que V_z = velocidade média na altura desejada ($m \cdot s^{-1}$); V_{zr} = velocidade média na altura de referência ($m \cdot s^{-1}$); Z = altura desejada (m); Z_0 = parâmetro de classes de rugosidade (Tab. 1); Z_r = altura de referência (m). Segundo Dutra (2001) a Lei Logarítmica é considerada de maior precisão, por utilizar o ajuste logarítmico.

Tabela 1. Rugosidade superficial para o cálculo da lei logarítmica. (Manwell *et al.*, 2002).

Tipo de Terreno	Rugosidade Z_0 (m)
Gelo	0,00001
Mar calmo	0,0002
Neve	0,003
Pasto	0,01
Poucas árvores	0,100
Muitas árvores; Algumas construções	0,250
Florestas	0,500
Cidades	3,000

Para as rugosidades *onshore* e *offshore*, foram utilizados como referência os dados de rugosidade fornecidos por Manwell *et al.* (2002). A rugosidade adotada para ambiente *onshore* foi de $Z_0 = 0,250$ m, relativo a muitas árvores e algumas construções, e para a região *onshore* a rugosidade adotada foi de $Z_0 = 0,0002$ m, relativo a mar calmo, sendo essas classificações as que mais se aproximam da região estudada.

No que diz respeito à previsão de conversão de energia da região, foi utilizado o *software* ALWIN em conjunto com dados e curvas de potência do modelo de aerogerador E-48 (50 m / 800 kW) da marca ENERCON.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Velocidade Média e Distribuição e Weibull

A velocidade média do vento dos três anos de dados da estação meteorológica de Pontal do Sul é de 3,43 m/s, sendo considerado um valor baixo para a conversão de energia eólica, segundo os valores citados por Feitosa *et al.* (1993). Outro fator que reforça este aspecto é a velocidade de arranque, cuja maioria dos modelos existentes no mercado começa a funcionar com velocidades acima de 3 m/s.

Em relação à distribuição de Weibull, é possível inferir que os dados coletados não estão dentro dos parâmetros para aproveitamento eólico, pois há uma discrepância entre os dados que foram medidos e os ideais de Weibull (Tab. 2). A curva de Weibull (Figura 3) também não acompanha corretamente o histograma das velocidades, mostrando que não há regularidade dos ventos em Pontal do Sul.

Tabela 2. Estatística dos ventos a 10m para o período de 2007 a 2009

Velocidade (m/s)	Medido (%)	Weibull (%)
0 - 1	6.16	9.82
1 - 2	25.40	18.38
2 - 3	20.00	19.84
3 - 4	14.81	17.37
4 - 5	12.18	13.25
5 - 6	8.48	9.07
6 - 7	5.69	5.67
7 - 8	3.47	3.27
8 - 9	2.11	1.75
9 - 10	0.99	0.87

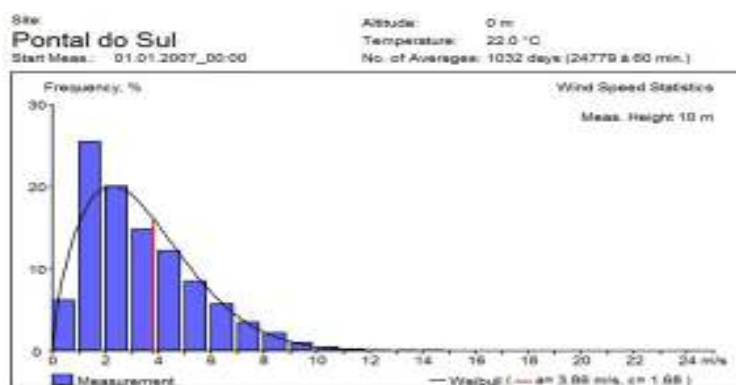


Figura 3. Distribuição de Weibull para o período de 2007 a 2009 da estação de pontal do sul.

Isto pode ser reforçado observando os valores do fator de escala *a* e de forma *c*. Analisando esses valores pode-se afirmar que os dados não são ideais para a conversão eólica. O valor encontrado de *a* (3,86 m/s) está bem próximo da velocidade média de Pontal do Sul (3,43 m/s). O fator de forma *c* (1,68) também não é aceitável, pois está bem distante do valor que seria ideal de 3, como afirma Martínez (2003), mostrando irregularidade nos padrões das velocidades dos ventos.

Observando ainda, na Figura 3, a linha em vermelho que representa o valor de *a*, juntamente com a curva de Weibull em preto, é possível observar o efeito do fator de forma *c* nos dados. Se o valor de *c* estivesse próximo de 3, o pico da curva de Weibull estaria mais estreita, sendo que o traço em vermelho estaria no cento do pico, indicando assim, a configuração ideal de regularidade das velocidades dos ventos para a conversão eólica.

4.2 Direções Predominantes dos Ventos e Calmarias da Região

Analisando o gráfico A (Figura 4), que indica a direção predominante do vento, observa-se a inconstância de direções, ocorrendo variações que vão desde E, S até W. Porém, através da Tabela 3, verificando-se o setor de frequências, é possível determinar que a direção predominante da região está localizada no setor de S até E, com quadrantes preferenciais SSW, S, SSE, ESE e E, ocorrendo ventos com maior frequência no setor S (4,7 %) seguido por E (4,6 %).

A Tabela 3 e o gráfico B (Figura4) confirma esse padrão de direções, no setor de velocidades médias e máximas, sendo que no setor S é encontrada a média mais alta (5,3 m/s), assim como a velocidade máxima (14,9 m/s).

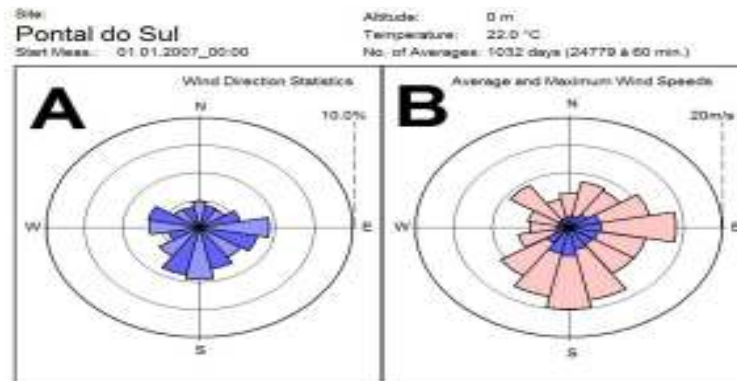


Figura 4. Direção e velocidades dos ventos em pontal do sul.

Tabela 3 - Setores, frequências, médias e máximas de velocidades do vento.

Setor (°)	Frequência (%)	Média (m/s)	Máximo (m/s)
349 - 11	2.4	2.1	6.2
11 - 33	2.0	2.2	8.5
34 - 56	2.0	3.0	8.1
56 - 78	2.8	4.2	10.8
79 - 101	4.6	4.3	14.1
101 - 123	3.9	4.0	10.3
124 - 146	3.3	3.8	10.2
146 - 168	3.9	4.3	13.5
169 - 191	4.7	5.3	14.9
191 - 213	4.4	4.9	12.9
214 - 236	3.2	3.5	10.7
236 - 258	2.1	2.1	6.8
259 - 281	3.3	1.6	5.2
281 - 303	3.5	1.6	5.5
304 - 326	2.1	1.6	9.3
326 - 348	1.9	1.8	5.3

Em relação às calmarias, o gráfico A do padrão diário dos ventos (Figura 5) sinaliza que as maiores velocidades de vento ocorrem nos períodos da tarde e da noite.

Na Tabela 4 é possível analisar os valores hora a hora das médias e desvios padrões desses dados, cujos valores máximos foram encontrados nos períodos entre as 16 e as 18 h, atingindo 4,5 m/s, com o acréscimo ou subtração de 1.8 m/s neste valor, em função do desvio padrão.

O Gráfico B (Figura 5) representa a duração das calmarias que ocorrem na região. Analisando os dados, juntamente com a Tabela 5, é possível concluir que os períodos de calmarias são extensos, não sendo atrativos para a conversão eólica. Relacionando esses valores com a distribuição de Weibull (Figura 3), é possível afirmar que as maiores ocorrências de vento estão nas velocidades de até 2 m/s, possuindo longos períodos de calmarias, com médias variando de 1 a 2 h, com períodos máximos de 15 a 26 h. Esses períodos são considerados longos (Petry & Mattuella, 2007), pois representam os horários que a turbina eólica não estaria em funcionamento, não sendo atrativo para empreendimentos eólicos.

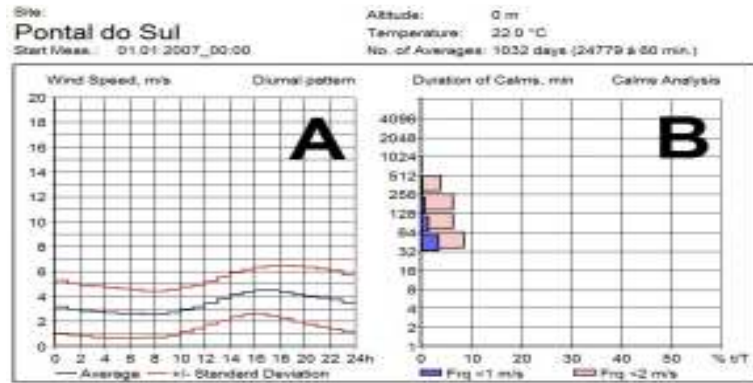


Figura 5. Padrão diário de vento (A) e calmarias(B).

Tabela 4 - Regime diário de ventos para o período de 2007 a 2009.

Tempo (h)	Média (m/s)	Desvio padrão (m/s)
0 - 1	3.2	2.1
1 - 2	3.0	2.1
2 - 3	2.8	2.0
3 - 4	2.8	2.0
4 - 5	2.7	2.0
5 - 6	2.7	2.0
6 - 7	2.6	1.9
7 - 8	2.6	1.9
8 - 9	2.6	1.9
9 - 10	2.7	1.9
10 - 11	3.0	1.8
11 - 12	3.2	1.8
12 - 13	3.5	1.7
13 - 14	3.8	1.8
14 - 15	4.1	1.8
15 - 16	4.4	1.8
16 - 17	4.5	1.9
17 - 18	4.5	2.0
18 - 19	4.4	2.1
19 - 20	4.2	2.2
20 - 21	4.1	2.3
21 - 22	3.9	2.3
22 - 23	3.7	2.3
23 - 24	3.5	2.3

Tabela 5. Análise das calmarias para o período de 2007 a 2009.

Calmarias (min.)	t / T(<1.0) (%)	t / T(<2.0) (%)
>= 64	3.6	8.6
>= 128	1.5	6.4
>= 256	0.9	6.4
>= 512	0.3	3.9
>= 1024	0.0	0.1
Média (min.)	95	135
Máx. (min.)	900	1560

4.3 Previsão de Energia Gerada em Ambiente *Onshore* e *Offshore*.

Analisando a previsão de energia produzida pelo modelo de turbina ENERCON E-48 (Figura 6 (A)), $Z_0 = 0.250$ m (Figura 6 (B)) e $Z_0 = 0.0002$, pode-se afirmar que a produção é baixa, pois o *Average Power* indica a potência média de 129,1 kW para aquele e 71,7 kW para este, já que esse modelo é capaz gerar 800 kW, em média.

O *Energy Measured*, que indica a energia gerada, fornecem valores de 3.196,9 MWh e 1.775,5 MWh, respectivamente, considerados baixos, pois quando é analisado o *Capacity Factor*, pode-se determinar que ela trabalharia somente 15,9% e 8,9% do tempo, considerando o período de 3 anos. Utilizando a porcentagem de 30% que seria ideal (Dalmaz *et al.*, 2007), o valor de conversão elétrica aceitável para esta turbina, com estas rugosidades, seria de 6.031 MWh, e 5.984,8 MWh no período estudado.

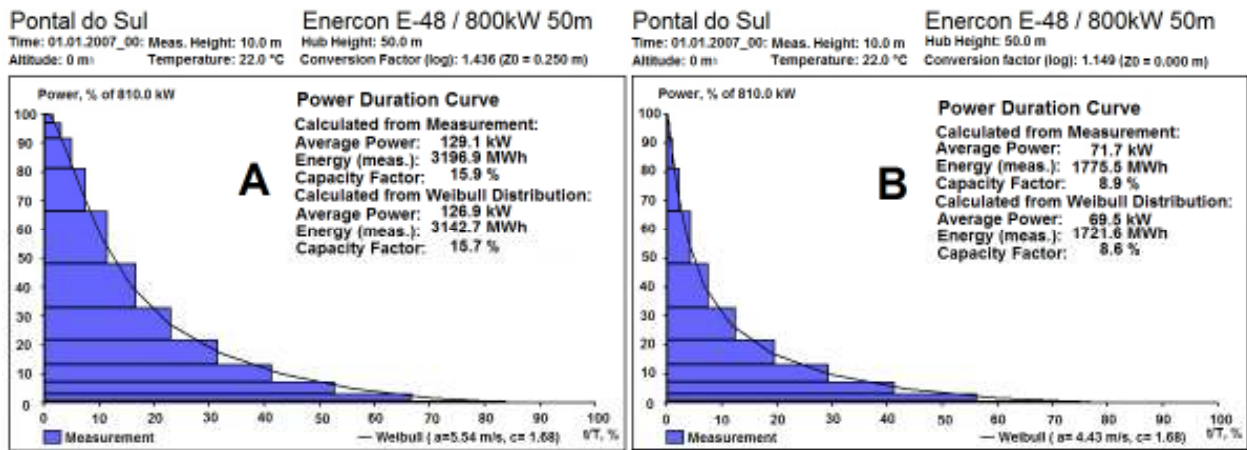


Figura 6. Energia gerada pelo aerogerador ENERCON E-48 com rugosidade $z_0 = 0,250$ m (Muitas Arvores) (A) e $z_0 = 0,0002$ m (Mar Calmo) (B).

As Tabelas 6 e 7 fornecem dados da energia gerada (kW) em cada faixa de velocidade de vento, mostrando a porcentagem utilizada dos dados medidos e dos dados que seriam ideais através da distribuição de Weibull.

Tabela 6. Energia gerada com rugosidade de $Z_0 = 0.0002$ no modelo E-48.

Vel. (m/s)	Potência (kW)	t / T % (medido)	t / T % (Weibull)
0 – 1	0.00 – 0.00	100.00	100.00
1 - 2	0.00 – 0.00	95.71	94.53
2 - 3	0.00 – 4.85	83.87	83.50
3 - 4	4.85 – 24.26	66.66	70.02
4 - 5	24.26 – 58.23	52.73	56.11
5 – 6	58.23 – 106	41.30	43.11
6 – 7	106 – 174	31.46	31.92
7 – 8	174 – 266	22.97	22.77
8 – 9	266 – 388	16.60	15.70
9 – 10	388 – 538	11.44	10.47
10 – 11	538 – 658	7.48	6.76
11 – 12	658 – 740	4.98	4.24
12 – 13	740 – 784	3.04	2.58
13 – 14	784 – 807	1.63	1.52
14 – 15	807 – 810	0.94	0.87

É possível notar que os dados medidos e os ideais são bem próximos, validando tais dados. Porém, a maioria dos dados está em velocidades que não são ideais para a conversão de eletricidade, sendo menores que 3 m/s, cujo é a velocidade de arranque do modelo E-48. Entre as velocidades de 13-14 m/s (Tab. 6) e 11-12 m/s (Tab.7), respectivamente, apenas 1% dos dados utilizados gerariam energia em três anos. As turbinas então, ficariam desligadas grande parte do tempo, confirmando os testes anteriores.

Tabela 7. Energia gerada com rugosidade de $Z_0=0.0002$ no modelo E-48.

Vel. (m/s)	Potência (kW)	t / T % (medido)	t / T % (Weibull)
0 – 1	0.00 – 0.00	100.00	100.00
1 – 2	0.00 – 0.00	94.64	92.14
2 – 3	0.00 – 4.85	75.02	76.91
3 – 4	4.85 – 24.26	56.20	59.53
4 – 5	24.26 – 58.23	41.29	43.13
5 – 6	58.23 – 106	29.32	29.42
6 – 7	106 – 174	19.54	18.97
7 – 8	174 – 266	12.42	11.61
8 – 9	266 – 388	7.47	6.75
9 – 10	388 – 538	4.37	3.75
10 – 11	538 – 658	2.31	1.98
11 – 12	658 – 740	1.11	1.00
12 – 13	740 – 784	0.52	0.49
13 – 14	784 – 807	0.24	0.23
14 – 15	807 – 810	0.08	0.10

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente trabalho foi apresentado o estudo do potencial eólico em ambiente *onshore* e *offshore* no Balneário de Pontal do Sul, no Município de Pontal do Paraná – PR.

Os resultados encontrados nos testes realizados não foram satisfatórios, estando muito abaixo do que seria necessário para a conversão eólica neste ambiente, demonstrando que as turbinas ficariam ociosas grande parte do tempo, não retornando o valor que seria investido.

A velocidade média encontrada de 3,43 m/s é considerada baixa segundo Dalmaz *et al.* (2007) e Feitosa *et al.* (1993), sendo necessários ventos médios superiores a 6 m/s em média.

Os valores de Fator de Capacidade máximos foram de 15,9% para *onshore* e de 8,9% para *offshore* utilizando o modelo ENERCON E-48, cujos valores são enormemente baixos quando comparados com os valores encontrados no Ceará e Rio Grande do Norte que têm Fator de Capacidade de 40% (Dalmaz *et al.*, 2007).

A região apresentou uma tendência de direção dos ventos com maior frequência no setor S (4,7 %), seguido por E (4,6 %).

Os dados de calmarias, revelaram que os ventos de Pontal do Sul (31,4%) ficaram abaixo da velocidade de 2,0 m/s, tendo períodos máximos nessa velocidade de até 26 h seguidas, sendo um tempo extremamente longo para a conversão eólica. Estes também revelaram que as maiores velocidades de vento em Pontal do Sul ocorrem no período da tarde e noite, mesmo assim com velocidades baixas, não passando de 4,5 m/s em média.

Sobre a geração de dados mais concisos na região, seria conveniente instalar boias oceanográficas com anemômetros em *offshore*, e torres a 50 m de altura em *onshore*

Com relação ao *software* ALWIN, pode-se concluir que o mesmo, por possuir licença comercial livre, forneceu elementos suficientes para o desenvolvimento do trabalho acadêmico apresentado. Todavia, o ALWIN não leva em consideração o modelo topográfico digital do terreno e nem a paisagem circundante, cujos itens só poderiam ser avaliados através de outros *softwares*, fornecendo dados mais reais em relação ao ambiente *offshore* (Berg & Furulind, 2008).

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Berg, J.; Furulind, J. 2008. Feasibility Study for a Wind Power Project in Sri Lanka. Royal Institute of Technology. Estocolmo, Suíça. 100 p.
- Blessmann, J. 1995. O vento na engenharia estrutural. Porto Alegre: Ed. Universidade / UFRGS.
- Dalmaz, A. Passos, J. C.; Beyer, H. G. 2007. Estudo do potencial eólico e previsão de ventos para a geração de eletricidade em Santa Catarina. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica). Universidade Federal de Santa Catarina: Florianópolis.
- Feitosa, E. A. *et al.* 1993. Projeto e operação da primeira turbina eólica de grande porte do Brasil / Ilha de Fernando de Noronha. In: VI Congresso Brasileiro de Energia. Energia para o Desenvolvimento Sustentável. Rio de Janeiro: Fórum de Ciência e Cultura.
- Hassan, G. 2010. Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites.
- Manwell, J. F.; McGowan, J. G.; Rogers, A. L. 2002. Wind Energy: Theory, Design and Application. England: Ed. John Wiley & Sons Ltd, 577 p.

- Martínez, C. 2003. Principios de conversión de la energía eólica. In: Amenedo, J.L.R.; Gómez, S. A.; Díaz, J. C. B. Sistemas eólicos de producción de energía eléctrica. Madrid: Rueda,p.27-96.
- Miguel, A. R. F.; Rossi, L. A. 2004. Análise do potencial eólico para geração de energia elétrica usando dados em microescala de estações climatológicas no Estado de São Paulo. 133 f. Dissertação (Mestrado em Planejamentos de Sistemas Energéticos). Universidade Estadual de Campinas. Campinas: Unicamp.
- Millais, C. 2005. Relatório Wind Force 12: segurança global a partir do vento. Revista ECO 21, Rio de Janeiro, n. 104.
- Mirshawka, V. 1979. O modelo de Weibull e aplicações à confiabilidade. Dissertação (Mestrado) – Instituto de Matemática e Estatística, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Noernberg, M. A. 2001. Processos Morfodinâmicos no Complexo Estuarino de Paranaguá – PR – Brasil: Um Estudo a Partir de Dados in Situe LANDSAT – TM. Curitiba. Tese (Doutorado em Geologia). Universidade Federal do Paraná.
- Petry, A. P.; Mattuella, J. M. L. 2007. Análise do potencial eólico e estimativa da geração de energia empregando o “software” livre Alwin.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE NAVIOS AMARRADOS EM BACIAS ABRIGADAS

Liliana Pinheiro¹, João Alfredo Santos², Conceição Fortes¹

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Av. do Brasil, 101, 1750-044 Lisboa, Portugal
e-mail: lpinheiro@lnec.pt, jfortes@lnec.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
Rua Conselheiro Emídio Navarro 1, 1959-007, Lisboa, Portugal
e-mail: jasantos@dec.isel.pt

RESUMO

Nesta comunicação descreve-se uma ferramenta numérica SWAMS destinada à caracterização da resposta dum navio amarrado no interior dum porto sujeito à ação da agitação marítima. O SWAMS é baseado em modelos numéricos: DREAMS, BOUSS-WMH e MOORNAV.

Os dois primeiros modelos simulam a propagação de ondas lineares e não lineares em zonas abrigadas de profundidade variável, tendo em conta os fenômenos da refração, difração, reflexão parcial, dissipação de energia devida ao atrito de fundo e rebentação das ondas. Enquanto o modelo DREAMS é um modelo linear baseado na equação de declive suave, o modelo não linear BOUSS-WMH é baseado nas equações de Boussinesq deduzidas por Nwogu (1993).

O comportamento do navio amarrado é simulado com o pacote numérico MOORNAV que engloba um modelo numérico para resolver, no domínio da frequência, os problemas de radiação e de difração da interação de corpos flutuantes com ondas e um modelo que converte os resultados daqueles problemas do domínio do tempo para o domínio da frequência e que monta e resolve as equações do movimento do navio amarrado, BAS (Mynett et al. 1985).

Apresentam-se as modificações introduzidas no modelo WAMIT (Korsemeier et al. 1988) para calcular as forças de difração com base nas relações apresentadas em Haskind (1957). Tais relações, porque utilizam o potencial de velocidades obtido com o modelo DREAMS ou com o modelo BOUSS-WMH, permitem levar em conta a refração, difração ou reflexão que podem ocorrer na propagação das ondas para o interior de uma bacia abrigada. Para além da descrição dos modelos numéricos na ferramenta SWAMS, apresenta-se a forma como os resultados são transferidos entre eles bem como aplicações da mesma para ilustrar as suas capacidades.

Palavras-chave: Navio amarrado, Agitação marítima, Modelos numéricos, Portos, SWAMS

1. INTRODUÇÃO

A agitação marítima incidente no interior de uma baía abrigada pode causar movimentos excessivos de um navio no seu posto de acostagem os quais podem levar não só à interrupção das operações de carga e descarga como a colisões com outros navios e/ou infra-estruturas portuárias com consequências económicas significativas.

A acoplagem de modelos numéricos de propagação de ondas com um modelo numérico para o comportamento de navios sujeitos amarrados sujeitos à ação dessas mesmas ondas permite identificar estados de mar potencialmente adversos e planejar com segurança as atividades portuárias.

No LNEC tem vindo a desenvolver-se uma ferramenta numérica designada por SWAMS que acopla modelos de caracterização da agitação marítima com um modelo de simulação da resposta dum navio amarrado no interior dum porto sujeito à ação da agitação marítima. A grande vantagem duma ferramenta deste tipo é a possibilidade de fornecer as séries temporais dos movimentos do navio, das forças e das extensões nos elementos de amarração a partir das características da agitação marítima ao largo. Esta informação pode ter origem em medições de bóias ou em modelos de previsão, fazendo desta uma ferramenta muito útil, quer para a conceção do arranjo geral portuário, quer para o planeamento de atividades portuárias.

Para a caracterização da agitação marítima o SWAMS pode recorrer a um modelo linear baseado na equação de declive suave, o modelo DREAMS (Fortes, 1993), capaz de simular a propagação de ondas monocromáticas em zonas abrigadas tendo em conta os fenômenos de refração, difração e reflexão ou a um modelo mais complexo, o modelo BOUSS-WMH (*BOUSSinesq Wave Model for Harbours*, Pinheiro (2007)), capaz de uma descrição precisa da evolução de estados de mar reais em zonas abrigadas de profundidade variável, tendo em conta os fenômenos da refração, difração, reflexão parcial, interações não lineares, dissipação de energia devida ao atrito de fundo e rebentação das ondas.

Na simulação do comportamento do navio amarrado, utiliza-se o pacote numérico MOORNAV (Santos, 1994) que recorre aos resultados obtidos no domínio da frequência com o modelo WAMIT (Korsemeier et al. 1988) nos problemas de radiação e de difração de um corpo flutuante livre para obter as forças hidrodinâmicas necessárias ao modelo BAS (Mynett et al. 1985) que monta e resolve, no domínio do tempo, as equações de movimento do navio amarrado levando em conta a agitação marítima incidente no navio e a geometria e as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração.

O modelo WAMIT foi desenvolvido no Departamento de Engenharia Oceânica do *Massachusetts Institute of Technology* para avaliar os esforços induzidos pelas ondas em estruturas flutuantes de exploração petrolífera colocadas em mar alto, isto é, em que a agitação incidente no corpo flutuante pode ser considerada a sobreposição de ondas de crista retilínea, cada qual com o seu período e provenientes de várias direções.

Trata-se de uma hipótese que só em condições muito especiais pode ser observada para navios amarrados no interior de uma baía portuária pois a onda que neles incide terá certamente sido difratada pelas obras de abrigo do porto. Como o modelo WAMIT contempla a existência de vários corpos flutuantes, alguns dos quais podem estar imóveis e ocupando a totalidade da coluna líquida, seria possível utilizar este modelo para resolver a interação das ondas com um corpo flutuante colocado no interior de uma baía abrigada. Contudo, tal implica a resolução de um sistema de equações de dimensão exagerada. Uma alternativa possível é a utilização das relações estabelecidas por Haskind (1957) envolvendo o potencial do escoamento associado às ondas radiadas pelo navio com o potencial das ondas incidentes na posição em que o navio será colocado e que permitem calcular as forças exercidas pelas ondas no navio imobilizado.

Nesta comunicação descrevem-se: as componentes do pacote SWAMS, no próximo seção; a aplicação deste pacote ao cálculo dos movimentos de um navio amarrado numa condição muito especial em que o modelo WAMIT pode ser utilizado diretamente, no seção 3; no mesmo seção apresentam-se ainda os primeiros resultados com os procedimentos baseados nas relações de Haskind já implementados naquele pacote e os resultados obtidos com o teste desses procedimentos, seção 3. A comunicação termina com a apresentação de considerações finais sobre o trabalho desenvolvido e a desenvolver.

2. A FERRAMENTA SWAMS

A ferramenta SWAMS (*Simulation of Wave Action on Moored Ships*) é uma ferramenta integrada para a modelação numérica da propagação de ondas e do comportamento de navios amarrados no interior de portos de apoio à decisão do planeamento de operações portuárias.

É constituída por uma interface gráfica com o utilizador e um conjunto de módulos para a execução de modelos numéricos. A interface com o utilizador permite o armazenamento e manipulação de dados, a execução de modelos numéricos.

Cada modelo corresponde a um módulo ao qual estão associadas as bases de dados que congregam toda a informação dos projectos. Com esta aplicação é possível realizar estudos sem conhecer em detalhe o funcionamento dos modelos numéricos que lhes estão subjacentes, salvaguardando, como é óbvio, um conhecimento mínimo desejável para o bom uso da ferramenta e posterior análise de resultados. Assim esta aplicação permite armazenar e manipular dados de forma fácil, executar os modelos numéricos, obter os

resultados e realizar as correspondentes visualizações gráficas de propagação da agitação marítima e de simulação da resposta de navios à agitação marítima em bacias portuárias.

O ambiente escolhido para o desenvolvimento do SWAMS foi o Microsoft Access™ que tem a vantagem de ter integrada a linguagem de programação por objectos e dirigida por eventos *Visual Basic for Applications* (VBA). Uma das vantagens desta linguagem é a possibilidade de utilizar e manusear diferentes aplicações Microsoft Windows.

O conjunto de módulos do SWAMS inclui:

- o módulo SWAN correspondente ao modelo espectral com o mesmo nome, SWAN, Booij et al. (1996), que se baseia na equação da conservação da ação da onda e é capaz de modelar a propagação não linear de agitação marítima;
- o módulo DREAMS, Fortes (1993), correspondente ao modelo DREAMS que se baseia na equação de declive suave;
- o módulo BOUSS-WMH, que se baseia no modelo não linear de elementos finitos BOUSS-WMH, Pinheiro (2007), que resolve as equações não lineares de Boussinesq deduzidas por Nwogu (1993);
- o módulo MOORNAV, Santos (1994) que monta e resolve as equações de movimento do navio amarrado assumindo a linearidade da interação de um corpo flutuante com as ondas, como proposto por Cummins (1962).

As bases de dados contidas no SWAMS são as bases de dados em MS Access™, correspondentes aos módulos dos modelos numéricos, que contêm a informação dos projectos criados e ainda diversas pastas onde são armazenados todos os ficheiros criados.

A representação gráfica de dados e resultados no SOPRO é realizada com o programa Golden Software Surfer™ (para o módulo SWAN), o programa Tecplot™ (para o módulo DREAMS) e o MS Excel™ (para os módulos WAMIT e BAS) e Autocad (para o módulo WAMIT). Os programas de visualização gráfica, como o Golden Software Surfer™, o Tecplot™ e o MS Excel™ Autocad são invocados pela interface através de macros activadas por eventos que automatizam todo o processo de criação de mapas e gráficos.

Nas sub-secções seguintes descrevem-se apenas os módulos referentes aos modelos de propagação de ondas e de resposta navios amarrados no interior de portos utilizados nos casos de estudo apresentados nesta comunicação.

2.1 Modelo DREAMS

O campo da onda incidente no local onde o navio será colocado é fornecido pelo modelo numérico DREAMS (Fortes, 1993). Trata-se de modelo para o cálculo da propagação e deformação de ondas regulares em zonas costeiras e que pode ser aplicado no estudo, quer da penetração da agitação marítima de período curto num porto, quer da ressonância de uma marina excitada por ondas de longo período nela incidentes. É baseado na equação bidimensional de declive suave dada por:

$$\nabla \cdot (c c_g \nabla \eta) + k^2 c c_g \eta = 0 \quad (1)$$

em que η é a elevação da superfície livre, função das coordenadas (x,y); $c = \omega/k$, a velocidade de fase ou celeridade da onda; $c_g = d\omega/dk$, a velocidade de grupo; e ω a frequência angular da onda que se relaciona com k , o número de onda, através da relação de dispersão $\omega^2 = gk \tanh(kh)$.

Esta equação tem em conta os efeitos combinados da refração, difração e reflexão e descreve a propagação de ondas monocromáticas de pequena amplitude em fundos de declive suave como os que ocorrem vulgarmente em portos, baías e restantes zonas costeiras.

O método numérico utilizado para a resolução da equação de declive suave é o Método dos Elementos Finitos (MEF). Dado o facto do modelo não apresentar qualquer limitação quanto ao ângulo de incidência da onda na entrada do domínio de cálculo, o mesmo domínio computacional pode ser utilizado para uma larga gama de direcções de onda incidente.

As condições de fronteira implementadas no modelo são as condições de radiação, que permitem a saída de perturbações geradas no domínio no sentido de propagação para o infinito, as condições de geração e radiação combinadas, como as relativas a fronteiras abertas e que permitem a entrada da agitação incidente e a saída das perturbações geradas no domínio e as condições de reflexão (total ou parcial), referentes aos contornos sólidos da zona em estudo (praias, falésias, molhes, entre outros).

O modelo calcula índices de agitação (H/Ho), relação entre a altura de onda no ponto do domínio de cálculo, H, e a altura de onda à entrada do domínio de cálculo, Ho, ou coeficientes de amplificação (em estudos de ressonância portuária) e direcções de propagação da onda. O campo de velocidades horizontais na superfície livre e as cristas das ondas (linhas de igual fase) constituem resultados opcionais.

2.2 Modelo BOUSS-WMH

BOUSS-WMH (Walkley e Berzins 2002, Pinheiro 2007) resolve as equações de Boussinesq estendidas deduzidas por Nwogu (1993), válidas desde águas de profundidade intermédia a águas pouco profundas, e é um modelo indicado para a propagação e deformação de ondas não lineares e dispersivas em zonas de batimetria variável pois permite reproduzir alguns dos processos mais importantes presentes em regiões costeiras de média a baixa profundidade: a difração, a refração, a reflexão, o empolamento, a dispersão de energia para as harmónicas.

Para a integração na vertical, foi admitido um perfil de velocidades tipo a uma profundidade pré-definida. O modelo usa o pacote SPRINT (Berzins et al. 1984), para a integração temporal e o método de Galerkin com uma malha não estruturada de elementos finitos para a discretização espacial. As malhas de elementos finitos são geradas com o gerador automático GMALHA, Pinheiro et al. (2007), especialmente criado para modelos de propagação de ondas marítimas. Para a geração das ondas (regulares e irregulares) no domínio encontra-se implementada uma condição de geração no interior do domínio por intermédio de uma função fonte, segundo o procedimento de Wei et al. (1999). Esta condição permite não só a geração das ondas mas também que as ondas reflectidas nas fronteiras físicas do domínio e que se propagam na direcção da fonte, possam ser absorvidas evitando a sua permanência no domínio e consequente adulteração das características das ondas.

Como condições de fronteira, são admitidas condições de reflexão ou de absorção total. A condição de absorção total é conseguida através da colocação de uma zona absorvente (“sponge layer”). Para a simulação da interação das ondas com uma fronteira física (como é o caso de um quebra-mar ou um cais, falésias rochosas, etc.) é imposta uma condição de fronteira de reflexão total. Este modelo foi desenvolvido para aplicações a uma e duas dimensões (em planta), permitindo obter resultados da elevação da superfície livre e da velocidade horizontal (representativa) em cada ponto do domínio de aplicação.

2.3 O pacote numérico MOORNAV

No LNEC, a determinação do movimento do navio amarrado num posto de acostagem sujeito à agitação incidente é realizada utilizando o pacote numérico MOORNAV (Santos 1994). Trata-se essencialmente de dois modelos numéricos:

- WAMIT (Korsemeier et al., 1988) que resolve, no domínio da frequência, os problemas de radiação e de difração da interação de um corpo flutuante livre com as ondas nele incidentes;
- BAS (Mynett et al. 1985) que monta e resolve, no domínio do tempo, as equações de movimento de um navio amarrado no posto de acostagem levando em conta as séries temporais das forças devidas às ondas incidentes no navio, as funções de resposta a impulso do navio e as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração (cabos de amarração e defensas);

aos quais se juntou uma interface entre os dois modelos, uma vez que os resultados fornecidos pelo WAMIT não são exactamente as grandezas necessárias ao funcionamento do modelo BAS e porque é necessário fornecer ao modelo BAS a série temporal das forças exercidas pela agitação marítima incidente no navio, para além de forças devidas a ventos ou a correntes quase estacionárias.

2.3.1 Equações de movimento do navio amarrado

Ponto fundamental no estabelecimento das equações de movimento para um navio amarrado é a modelação das forças exercidas no casco do navio devido a interação do mesmo com as ondas.

Assumindo de pequena amplitude os movimentos do navio segundo cada um dos seus seis graus de liberdade, pode retirar-se logo a parcela correspondente à variação quase estática da forma do casco submerso. Surge assim a matriz de restituição hidrostática C_{kj} cujos coeficientes são a força segundo a coordenada k devida a uma variação unitária da posição do navio segundo a coordenada j em água parada.

A mesma hipótese de pequena amplitude dos movimentos do navio leva à linearidade da interação do casco com as ondas nele incidente o que permite a decomposição daquele problema em dois problemas mais simples, Cummins (1962): o problema de radiação, no qual se determinam as forças que é necessário fazer segundo cada um dos graus de liberdade para o movimento arbitrário do casco em águas de outra forma paradas; e o problema de difração, no qual se determina a força F_k^d , segundo cada grau de liberdade k , exercida pela agitação incidente no casco do navio imobilizado.

O problema de radiação pode considerar-se a sobreposição de movimentos impulsivos cada um dos quais origina uma elevação da superfície livre que depois se afasta do casco como uma onda. Assim, no cálculo das forças associadas ao problema de radiação tem-se a chamada massa adicionada para frequência infinita, m_{kj} , a força segundo a coordenada k para uma aceleração unitária segundo a coordenada j , e $K_{kj}(\tau)$ a função de resposta a impulso (também chamada de função de atraso) representando a força segundo a coordenada k , τ segundos depois de um movimento de velocidade impulsiva segundo j .

Do exposto, resulta para a equação de movimento do navio amarrado

$$\sum_{j=1}^6 \left[(M_{kj} + m_{kj}) \ddot{x}_j(t) + \int_{-\infty}^t K_{kj}(t-\tau) \dot{x}_j(\tau) d\tau + C_{kj} x_j(t) \right] = F_k^d(t) + F_k^m(t) + F_k^f(t) \quad (2)$$

em que M_{kj} é a matriz de massa do navio e $F_k^m(t)$ e $F_k^f(t)$ são os valores instantâneos das forças devidas aos cabos de amarração e às defensas. Em rigor, trata-se de um conjunto de seis equações de cuja solução se obtêm as séries temporais dos movimentos segundo cada um dos seis graus de liberdade do navio e dos esforços nas amarras e nas defensas.

Na equação acima, as matrizes de massa e de restituição hidrostática dependem apenas da geometria do navio e da distribuição de massas no mesmo. As forças devidas às amarras e às defensas podem determinar-se a partir das relações constitutivas destes elementos do sistema de amarração e da variação de comprimento entre as extremidades das mesmas (no caso das defensas tem que se levar em conta a não variação de comprimento associada à ausência de contacto entre o navio e a defesa).

O modelo numérico BAS (Mynett et al. 1985) monta e resolve, no domínio do tempo, estas equações de movimento levando em conta as séries temporais das forças devidas às ondas incidentes no navio, as funções de resposta a impulso do navio e as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração (cabos de amarração e defensas). Utiliza um método θ para discretização das variações temporais naquelas equações resolvendo o sistema de equações algébricas não-lineares resultantes pelo método de Newton-Raphson, sendo a primeira estimativa da velocidade no instante $n+1$ para aplicação daquele método fornecida pelo método de Adams-Bashforth de 1ª ordem.

2.3.2 O modelo numérico WAMIT

As funções de resposta a impulso, a matriz de massa adicionada para frequência infinita e as forças de excitação devidas às ondas que surgem na equação (2) dependem da forma do casco e da perturbação causada pela presença do casco imóvel no escoamento associado à propagação da onda ou do escoamento gerado pelo movimento do casco em água de outra forma parada.

Assumindo que qualquer estado de agitação incidente no navio pode ser decomposto em ondas sinusoidais de período e direcções conhecidos, a força de difração associada a esse estado de agitação pode obter-se da sobreposição das forças de difração estacionárias devidas a cada uma das componentes sinusoidais referidas. Ou seja, resultados do problema de difração obtidos no domínio da frequência podem ser utilizados para obter um resultado do domínio do tempo.

Também as funções de resposta a impulso e as massas adicionadas para frequência infinita podem ser determinadas a partir de resultados obtidos no domínio da frequência, agora para o problema de radiação:

$$K_{kj}(t) = \frac{2}{\pi} \int_0^{\infty} b_{kj}(\omega) \cos(\omega t) d\omega \quad (3)$$

$$m_{kj} = a_{kj}(\omega) + \frac{1}{\omega} \int_0^{\infty} K_{kj}(t) \sin(\omega t) d\omega \quad (4)$$

em que $b_{kj}(\omega)$ é o coeficiente de amortecimento para a frequência ω e $a_{kj}(\omega)$ o coeficiente de massa adicionada para a mesma frequência. Da equação (4) fica clara a designação de m_{kj} como o coeficiente de massa adicionada para frequência infinita pois quando a frequência ω tende para infinito a segunda parcela da soma em (4) tende para zero e $m_{kj} = a_{kj}(\infty)$. Os coeficientes de massa adicionada e de amortecimento resultam da decomposição da força estacionária associada ao problema de radiação correspondente à frequência ω numa parcela em fase com a velocidade do movimento do corpo, donde surge o coeficiente de amortecimento, e uma parcela em fase com a aceleração (ou o movimento do corpo, porque este movimento é sinusoidal), donde surge o coeficiente de amortecimento.

A utilização de resultados do domínio da frequência para gerar dados para um problema no domínio do tempo deve-se à maior disponibilidade de modelos numéricos para resolver, no domínio da frequência, o problema da interação de um corpo flutuante com as ondas.

O WAMIT (Korsemyer et al. 1988) é um desses modelos. Trata-se de um modelo desenvolvido no Departamento de Engenharia Oceânica do *Massachusetts Institute of Technology* e que utiliza um método de painel para resolver no domínio da frequência os problemas de radiação e de difração de um corpo flutuante livre. Este modelo baseia-se na segunda igualdade de Green para determinar a intensidade das distribuições de fontes e dipolos nos painéis utilizados na discretização da superfície molhada do casco do navio com as quais é possível gerar os potenciais harmônicos dos escoamentos associados aos problemas de radiação e de difração de um navio livre colocado numa zona de profundidade constante mas não limitada horizontalmente.

2.3.3 Relações de Haskind

O modelo WAMIT contempla a existência de vários corpos flutuantes, alguns dos quais podem estar imóveis e ocupando a totalidade da coluna líquida, o que permitiria a utilização direta deste modelo na simulação dos problemas de radiação e difração de um navio no interior de uma baía abrigada em que a onda incidente no navio pode ter sido difratada pelas estruturas de proteção do porto. Este detalhe da eventual curvatura das cristas das ondas incidentes no navio é especialmente importante para o problema de difração, uma vez que para o problema de radiação é pouco provável que as ondas radiadas pelo navio e reflectidas no contorno da baía portuária consigam voltar ao navio com amplitude não desprezável.

Embora seja possível estudar com o modelo WAMIT o problema de difração de um navio no interior de uma baía abrigada, o número de equações que seria necessário resolver nessa situação ainda é exagerado para a maioria dos meios de cálculo atualmente disponíveis. Uma alternativa para a resolução deste problema de difração é a utilização das relações estabelecidas por Haskind (1957). Tais relações permitem determinar F_k^D , a força do problema de difração segundo a coordenada k , partindo de φ_k , o potencial do escoamento associado ao problema de radiação em que o navio oscila segundo a mesma coordenada k , e de φ_0 , o potencial do escoamento associado à onda incidente na posição em que o navio será colocado.

$$F_k^D = -i\rho\omega \int_S \left(\varphi_0 \frac{\partial \varphi_k}{\partial n} - \varphi_k \frac{\partial \varphi_0}{\partial n} \right) dS e^{-i\omega t} \quad (5)$$

Assumindo válida a hipótese de declive suave, para determinar as funções necessárias à aplicação da relação de Haskind é necessário conhecer:

- período da onda incidente;
- os potenciais dos problemas de radiação do navio no interior da baía portuária em cada painel da discretização da área molhada do casco do navio;
- as derivadas normais dos mesmos potenciais nos mesmos painéis;
- as coordenadas dos pontos onde se pretende determinar aquelas funções (em cada painel, as coordenadas dos quatro pontos da fórmula de quadratura Gauss utilizada);
- as componentes do vector normal a cada painel;
- a profundidade na vertical de cada ponto da alínea anterior;
- as amplitudes complexas da elevação da superfície livre e das componentes horizontais da velocidade do escoamento induzido pela passagem das ondas.

Os cinco primeiros requisitos são satisfeitos pelos ficheiros de resultados do modelo numérico WAMIT, sendo que os dois primeiros estão no conjunto de resultados relativos ao problema de radiação enquanto os três últimos estão nos ficheiros de caracterização da geometria do problema. Os dois últimos requisitos são satisfeitos com os resultados do modelo que determina a propagação das ondas para o interior da baía portuária quando o navio lá não está. O programa que trata de implementar as relações de Haskind combinando resultados do modelo WAMIT para os problemas de radiação com o campo de ondas incidente na posição do navio, apenas tem que gerir esta informação e efectuar um integral de superfície utilizando uma fórmula de quadratura de Gauss. No caso presente é a mesma utilizada pelo modelo WAMIT.

3. APLICAÇÕES

Apresentam-se dois exemplos de utilização do pacote SWAMS:

- um navio amarrado no interior de um porto esquemático em que as ondas incidentes no navio não são difratadas pelo quebra-mar de proteção do porto (o que permite utilizar o modelo WAMIT na sua forma mais simples para resolução do problema de difração)
- um corpo flutuante livre junto a um quebra-mar vertical (para mostrar os primeiros resultados dos testes já realizados com a implementação do procedimento de cálculo das forças de difração a partir das relações de Haskind).

3.1 Navio amarrado num porto esquemático

Nesta secção apresenta-se uma aplicação do pacote numérico para avaliação do comportamento dum navio amarrado colocado no interior de uma baía portuária esquemática sujeito a um estado de mar incidente no exterior dessa baía. Esta aplicação numérica serve para ilustrar o funcionamento do SWAMS, i.e., do conjunto de modelos BOUSS-WMH, WAMIT, e BAS e chamar a atenção para as modificações necessárias a uma aplicação mais generalizada.

A metodologia seguida é a seguinte:

- 1 – Utilizando o modelo BOUSS-WMH, determinam-se as características da agitação marítima na posição que será ocupada pelo navio imóvel dentro da baía portuária;

- 2 – Utilizando o modelo WAMIT, obtêm-se os potenciais dos problemas de radiação e de difração para um conjunto de períodos no qual estão contidos os vários períodos componentes daquela agitação incidente;
- 3 – Determinam-se depois as funções de resposta a impulso do navio livre e as séries temporais das forças exercidas pela agitação marítima incidente no navio;
- 4 – Utilizando o modelo BAS, resolve-se, no domínio do tempo, as equações de movimento de um navio amarrado no posto de acostagem levando em conta as séries temporais das forças devidas às ondas incidentes no navio, as funções de resposta a impulso do navio e as relações constitutivas dos elementos do sistema de amarração.

Os cálculos de propagação de ondas são efectuados numa estação de trabalho LINUX CORVUS com quatro processadores AMD Opteron™ 265 de 2GHz e com 8GB de memória RAM, enquanto os cálculos do comportamento do navio são efectuados num computador pessoal Intel™ Quad Core Q6600 de 2.4Ghz e com 1.97GB de memória RAM.

3.1.1 Ondas incidentes no navio

O domínio de cálculo tem 2000 m de largura por 4000 m de comprimento. O porto esquemático situado na lateral direita é constituído por dois quebra-mares: o quebra-mar Norte constituído por dois trechos, horizontal e vertical de 750 m e 1000 m de comprimento, respectivamente e o quebra-mar Sul com um trecho horizontal de 400 m, definindo uma bacia aproximadamente quadrangular com 700m de lado, Figura 1.

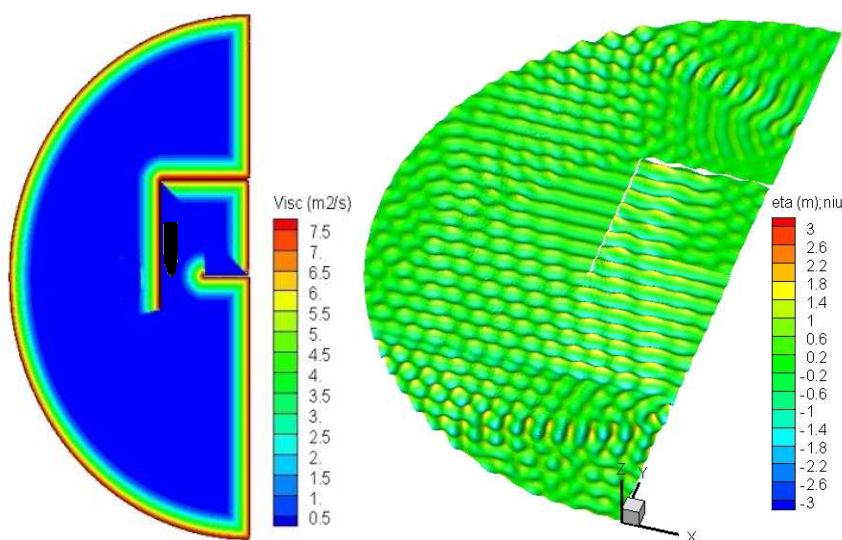


Figura 1. Domínio de cálculo. Elevação da superfície livre ao fim de 600s para ondas regulares com período de 10s e amplitude de 0,6m provenientes de Sul (O Norte coincide com a direcção do eixo dos yy)

A malha de elementos finitos do modelo BOUSS-WMH foi gerada de modo ter um mínimo de oito pontos por comprimento de onda, sendo a profundidade em todo o domínio igual a 17 m e as ondas incidentes regulares com período de 10 s e amplitude de 0.6 m. Resultou então uma malha com 185 599 elementos, 93 616 pontos, 1 631 pontos de fronteira e largura de banda de 322. A área mínima dos elementos é de 7.49 m² e a máxima de 93.14 m².

A Figura 1 apresenta a elevação da superfície livre 600s depois de iniciado o cálculo com o módulo BOUSS-WMH com ondas regulares provenientes de Sul (propagando-se no sentido positivo do eixo yy) com 10s de período e amplitude de 0,6m. Como se pode inferir da Figura 1, o navio está claramente protegido das ondulações provenientes de Norte e Noroeste, ao contrário do que se verifica quando as ondulações são de Sul e de Sudoeste. Na Figura 4a) apresenta-se a série temporal da elevação da superfície livre num ponto no interior do porto, na zona em que o navio será amarrado, para a mesma onda incidente de sul.

3.1.2 Resposta do navio amarrado

O navio cujo comportamento se estudou tinha um volume deslocado de 108 416 m³, um comprimento na flutuação de 243 m, uma boca máxima de 42 m e um calado de 14 m. Uma vez que se pretende ilustrar apenas o funcionamento do modelo numérico para o comportamento do navio amarrado, o esquema de amarração daquele navio foi muito simples, apenas com dois travêzes (I1 e I4) e duas regeiras (I2 e I3) e duas defensas (f1 e f2), como mostrado na Figura 2. O eixo longitudinal do navio estava paralelo ao molhe ao qual foi amarrado com a proa distando 98 m da extremidade sul daquele molhe. Todos os cabos de amarração eram de polietileno, tinham uma tração máxima de 1274 kN e comprimentos semelhantes (logo relações constitutivas semelhantes). A

relação constitutiva de um desses cabos é apresentada na Figura 2a). As defensas pneumáticas tinham uma força de compressão máxima de 3034 kN, a relação constitutiva apresentada na Figura 2b) e o coeficiente de atrito com o casco do navio de 0.35. Neste exercício vai admitir-se que a onda incidente no navio se propaga com crista rectilínea perpendicular ao molhe do porto onde o navio está amarrado. Tal hipótese torna mais simples a análise e permite utilizar directamente os resultados obtidos com o modelo numérico WAMIT para o problema de difração do navio livre.

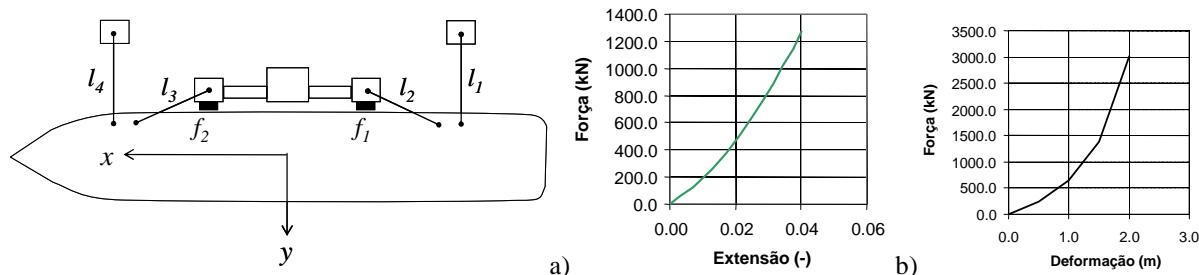


Figura 2. Esquema da amarração do navio. Relações constitutivas: a) amarras; b) defensas.

No estudo, no domínio da frequência, da interação do navio livre com as ondas considerou-se que apenas a parede do molhe próximo deste tem influência naquela interação. Assim modelou-se o navio próximo a uma parede vertical com 750 m de comprimento, 50 m de largura e que ocupava a totalidade da coluna líquida, isto é, com uma altura de 17 m. O bordo do navio mais próximo da parede distava desta 30 m e a proa do navio distava 98 m da extremidade da parede.

A superfície molhada do casco do navio foi dividida em 3732 painéis enquanto a parede foi dividida em 1284 painéis. A Figura 3 mostra uma perspectiva daquelas distribuições de painéis. Utilizou-se o modelo numérico WAMIT para resolver os problemas de radiação e de difração do navio livre para 76 frequências igualmente espaçadas entre 0.0125 rad/s e 0.95 rad/s.

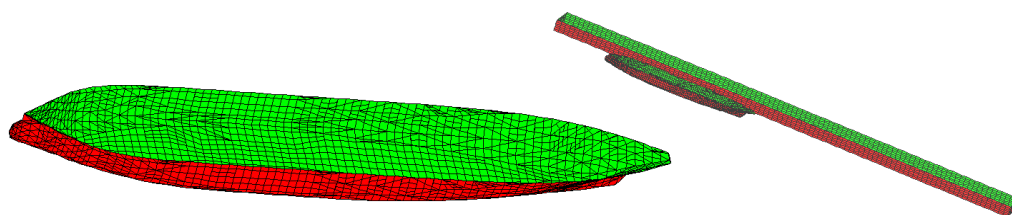


Figura 3. Perspectivas das distribuições de painéis utilizadas para formar as superfícies molhadas do casco do navio e da parede vertical próxima do navio utilizadas pelo modelo WAMIT.

Como seria de esperar, a proximidade da parede vertical destrói a simetria do escoamento em torno do navio existente na ausência desta. Assim, os coeficientes de massa adicionada e de amortecimento que seriam nulos no problema de radiação do navio isolado deixam de o ser (por exemplo, o acoplamento entre o avanço e o abatimento).

Também no problema de difração, a presença da parede pode alterar a simetria do escoamento passando a surgir forças não nulas que o eram na ausência da parede. Um exemplo disso é a força transversal no navio que surge para ondas provenientes de proa quando existe a parede próximo do navio.

Com os resultados do problema de radiação no domínio da frequência, determinaram-se as funções de resposta a impulso e os coeficientes de massa adicionada para frequência infinita necessários à montagem das equações de movimento do navio amarrado. Todas funções resposta a impulso foram calculadas com intervalo de tempo de 0.1 s e uma duração máxima de 200 s.

Partindo das funções de resposta a impulso para os 36 pares possíveis (força segundo a coordenada k devida a movimento de velocidade impulsiva segundo a coordenada j) e dos correspondentes valores do coeficiente de massa adicionada para as diversas frequências em que se resolveu o problema de radiação no domínio da frequência e utilizando a equação (4) determinaram-se várias estimativas para a massa adicionada para frequência infinita.

As séries temporais das forças devidas às ondas incidentes no navio foram determinadas utilizando a série temporal da elevação da superfície livre estimada para um ponto da zona onde o navio será amarrado e os resultados do problema de difração no domínio da frequência para ondas de proa. Face às limitações do procedimento de obtenção das séries temporais das forças, baseado na transformada rápida de Fourier, apenas se pôde considerar os primeiros 500 s da série temporal da elevação da superfície livre. A Figura 4b) mostra a série temporal da força longitudinal exercida pelas ondas incidentes no navio. Na figura pode observar-se outra limitação do procedimento implementado para o cálculo da série temporal: surgem oscilações na série temporal

antes da chegada da onda ao local onde o navio está amarrado (cerca do instante $t=90$ s) que não são fisicamente possíveis.

A série temporal dos movimentos segundo o eixo longitudinal do navio amarrado, apresentada na Figura 4c), ilustra bem o carácter não linear da resposta do conjunto navio + sistema de amarração. Com efeito, para ondas oscilações da superfície livre cujo período é cerca de 10 s, observam-se oscilações de período muito superior. O período destas oscilações é controlado pela existência das amarras e das defensas, como pode confirmar-se na Figura 4d) com a série temporal dos esforços no travês de proa. Uma vez que os elementos do sistema de amarração produzem forças actuantes no navio no plano horizontal apenas, é para os movimentos neste plano que o comportamento não linear é mais evidente. Tal pode confirmar-se com a série temporal apresentada na Figura 4e) relativa ao movimento de rolo onde se observa que o período da oscilação segundo este modo é semelhante ao período da onda incidente no navio.

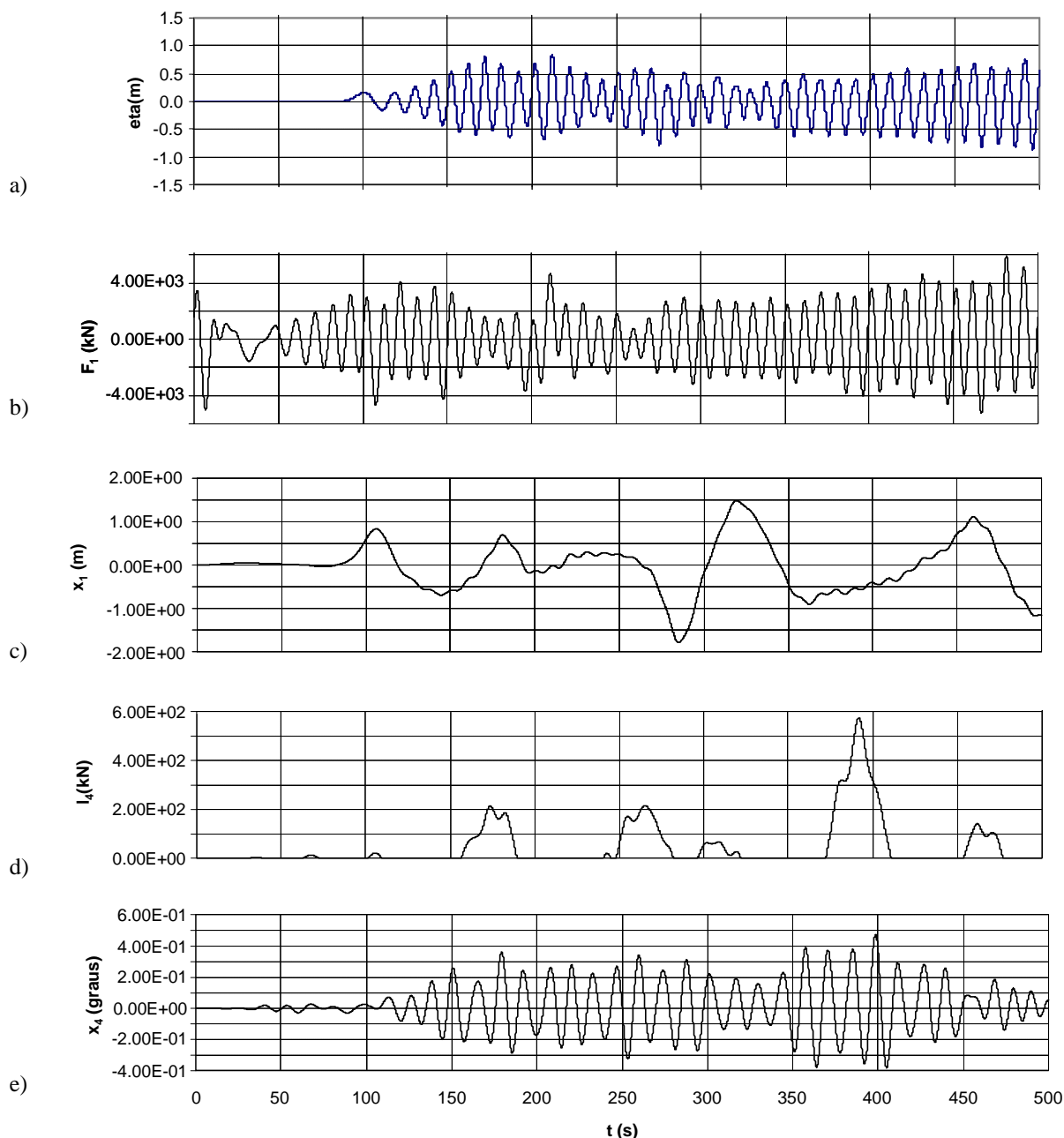


Figura 4. Séries temporais para navio amarrado no interior do porto para ondas provenientes de sul. a) elevação da superfície livre na zona onde o navio será amarrado; b) forças longitudinais no navio; c) movimento longitudinal do navio amarrado; d) tração no travês de proa; e) movimento de rolo do navio amarrado.

3.2 Navio livre próximo a uma parede vertical

A geometria deste exemplo é muito semelhante à utilizada no exemplo anterior para resolução dos problemas de radiação e de difração com o modelo WAMIT: a parede vertical tem 750 m de comprimento, 50 m de largura e ocupa a totalidade da coluna líquida que neste caso tem 20 m de altura. O corpo flutuante agora é um

paralelepípedo com 120 m de comprimento, 20 m de boca e 10 m de calado. O bordo do corpo flutuante mais próximo da parede dista desta 30 m e a “proa” do corpo flutuante dista 115 m da extremidade da parede.

A superfície molhada do corpo flutuante foi dividida em 1200 painéis enquanto a parede foi dividida em 1284 painéis. A Figura 5 mostra uma perspectiva daquelas distribuições de painéis. Utilizou-se o modelo numérico WAMIT para resolver os problemas de radiação e de difração do navio livre para 16 períodos entre 4 s e 300 s e cinco rumos ao largo: 0° (ondas propagando-se no sentido positivo do eixo x), 30°, 60°, 90° (ondas propagando-se no sentido positivo do eixo y) e 270°. O modelo DREAMS foi utilizado para fornecer o potencial da onda incidente na posição a ocupar pelo navio. O domínio do modelo é quadrangular com 1400 m de lado e foi discretizado com 161186 nós definindo 320068 elementos triangulares.

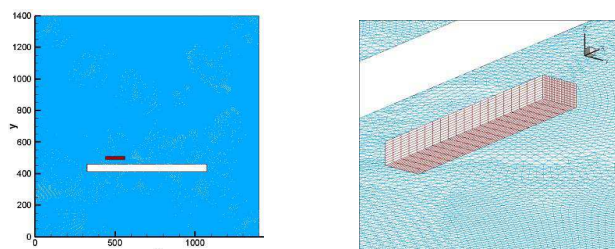


Figura 5. Domínio de cálculo do DREAMS. Malha de elementos finitos, localização do navio e discretização em painéis do navio.

A Figura 6 apresenta as forças de difração para ondas de 0° obtidas da resolução do problema de difração com o modelo WAMIT, bem como as forças obtidas da aplicação das relações de Haskink intrínsecas do mesmo modelo (em que o potencial da onda incidente é fornecido pelo modelo WAMIT) e a aplicação das relações de Haskind em que o potencial da onda incidente é fornecido pelo modelo DREAMS e o potencial de radiação é o fornecido pelo modelo WAMIT (linha HASK MODIF na figura). Para estas ondas incidentes, que praticamente não são difratadas pela parede vertical, os resultados são quase todos coincidentes, o que indicia a bondade da metodologia implementada. Contudo, os resultados obtidos para outros ângulos de incidência não são tão bons e ainda se investigam as causas para as diferenças observadas. Os modos 1 a 6 correspondem aos seis graus de liberdade do navio, i.e., modos 1, 2 e 3 são os modos de translação de avanço, abatimento e arfagem, respectivamente e os modos 4, 5, e 6 são os modos de rotação de rolo galear e guinada, respectivamente.

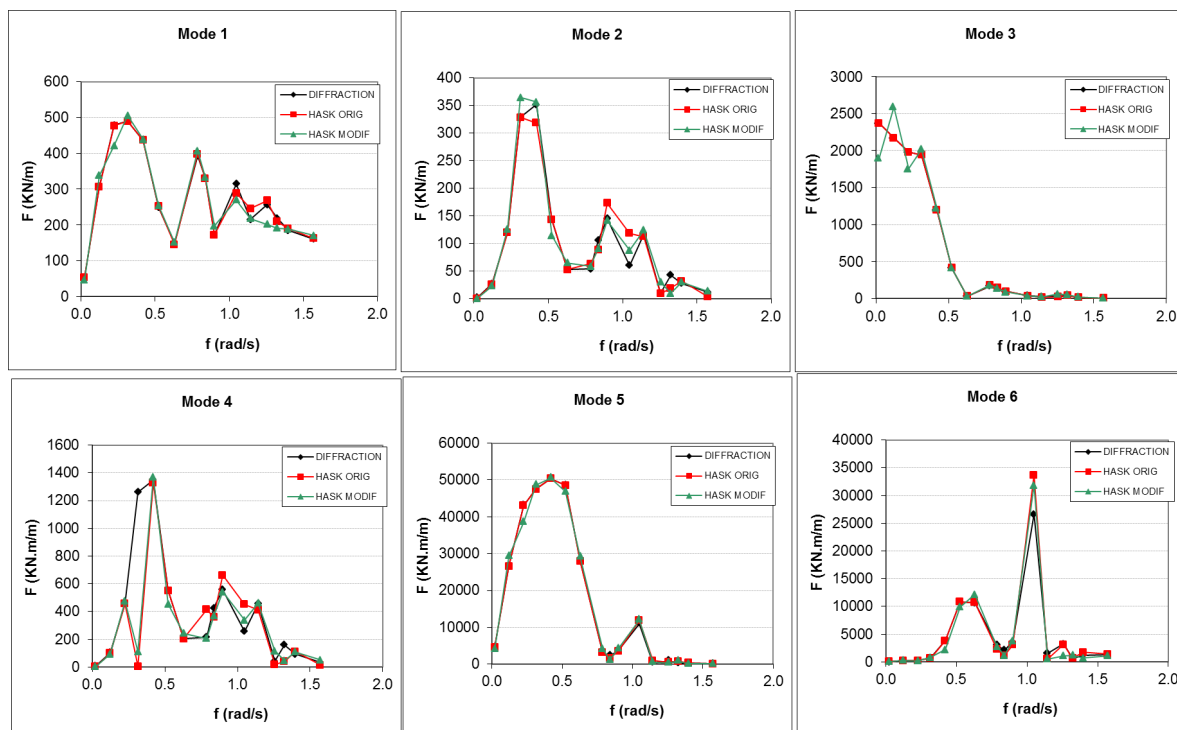


Figura 6. Forças devidas às ondas incidentes ($\theta=90^\circ$) segundo os seis graus de liberdade do navio.

4. COMENTÁRIOS FINAIS

Apresentaram-se nesta comunicação os resultados obtidos com o pacote numérico SWAMS na modelação do comportamento de um navio amarrado no interior de uma bacia abrigada de forma quadrangular com cerca de

700m de lado. As séries temporais dos movimentos do navio e dos esforços no sistema de amarração ilustram claramente o comportamento não linear do sistema navio-amarras-defensas.

Os resultados foram obtidos para uma onda cuja direção de propagação coincidia com a do quebra-mar de proteção do porto, o que facilitou a determinação das forças do problema de difração, isto é, as forças exercidas pelas ondas incidentes no navio parado. Para resolver problemas mais complexos, em que a onda incidente no navio parado pode ter sido difractada pelas obras de abrigo da bacia portuária ou por outros obstáculos ao longo da sua propagação, testou-se um procedimento baseado nas chamadas relações de Haskind e que combina o potencial das ondas incidentes na posição do navio. No exemplo de teste apresentado o potencial das ondas incidentes na posição em que o navio seria colocado foi determinado a partir de um modelo linear para propagação de ondas. Concluída a validação deste procedimento, cujos resultados iniciais aqui apresentados são bastante promissores, o modelo de propagação de ondas será substituído por um mais complexo do tipo Boussinesq.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/82637/2011 e do projecto HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB /120702/2010.

5.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Berzins, M., Fuzeland, R.M. e Scales L.E., 1985. A user's manual for SPRINT -a versatile software package for solving systems of algebraic, ordinary and partial differential equations: Part 3 – advanced use of SPRINT. Technical Report TNER.85.058, Thornton Res. C, Chester.
- Booij, N., Holthuijsen, L.H. e Ris, R.C., 1996. The SWAN wave model for shallow water. ICCE '96 Orlando, pp. 668-676.
- Cummins, W. E., 1962. Impulse response function and ship motions. Schiffstechnik, 9, 101-109.
- Fortes, C.J.E.M., 1993. Modelação matemática da refração e da difração combinadas de ondas marítimas (análise pelo método dos elementos finitos). Dissertação de Mestrado em Eng. Mecânica, IST.
- Haskind, M.D. 1957. The exciting forces and wetting of ships in waves (em russo), Izvestia Akademii Nauk S.S.S.R, Otdelenie Tekhnicheskikh Nauk, 7, 65-79. (existe tradução na língua inglesa: David Taylor Model Basin Translation N°.307, March 1962).
- Korsemeier F.T., Lee C.-H., Newman J.N. e Sclavounos P.D., 1988. The analysis of wave effects on tension-leg platforms, 7th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Houston, Texas, pp. 1-14.
- Mynett, A.E., Keunig, P.J. e Vis, F.C., 1985. The dynamic behaviour of moored vessels inside a harbour configuration. Int. Conf. on Numerical Modelling of Ports and Harbours, Birmingham, England: 23-25 April 1985. Cranfield: BHRA, The Fluid Engineering Centre.
- Nwogu, O., 1993. Alternative form of Boussinesq equations for near-shore wave propagation. J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 119(6):618-638.
- Pinheiro, L. V., 2007. Um método de elementos finitos para a discretização das equações de Boussinesq estendidas. Tese de mestrado. Engenharia Mecânica, IST.
- Pinheiro, L., Fernandes, J.L.M. e Fortes, C.J. E.M. (2007). Finite Element Mesh Generator with Local Density Conditioned to Bathymetry for Wave Propagation Models in Coastal Zones. Proc. of EUA4X@IAC 06, Roma Italy, October 2006. IMACS Series in Comp.and Applied Mathematics Vol.12, pp71-80.
- Santos, J.A., 1994. MOORNAV – Numerical model for the behaviour of moored ships. Final report. Lisbon: Report 3/94-B, Projecto NATO PO-Waves.
- Walkley, M. e Berzins, M., 2002. A finite element method for the two-dimensional extended Boussinesq equations. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 39(2):865–885.
- Wei G., Kirby J. T. e Sinha A., 1999. Generation of waves in Boussinesq models using a source function method. Coastal Engineering, 36, pp. 271 – 299.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

COMPARAÇÃO ENTRE ESTRATÉGIAS PARA CÁLCULO DO TRANSPORTE LONGITUDINAL DE SEDIMENTOS NA PRAIA DE MATINHOS, PR – BRASIL.

Cleverson A. Thoaldo¹, Maurício F. Gobbi²

^{1,2} Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia, UFPR
Caixa Postal 19011, Curitiba PR, 81531-980, Brasil
E-mail: ¹cleversonthoaldo@hotmail.com, ²gobbi@ufpr.br,

RESUMO

Neste trabalho são aplicados modelos de propagação de ondas e de transporte longitudinal de sedimentos na Praia de Matinhos no litoral do Paraná através de modelagem numérica/computacional. É suposto que o transporte de sedimentos ocorre principalmente devido às correntes causadas pela quebra das ondas. Para quantificar o fluxo de sedimentos é necessário conhecer o comportamento da onda na zona de arrebentação no trecho de costa em questão. A modelagem é baseada no modelo de ondas em declive suave - Mild-slope Equation - que inclui efeitos de refração e difração simultaneamente. A esta equação podem ser feitas várias simplificações e adições. A implementação computacional usada neste trabalho foi o programa REF-DIF1, versão 2.5 (Kirby ET AL, 2002). Como não há uma série longa de medições de ondas no litoral do Paraná, foi usada uma série de ondas de um ano do programa PIC - Programa de Informação Costeira da Universidade Federal de Santa Catarina que mediu séries detalhadas (a cada meia hora) de ondas ao largo da Ilha de Santa Catarina durante alguns anos. Após algumas considerações para se transportar os dados de ondas para o largo do Paraná, o modelo de ondas propagou um ano de dados de ondas variando a cada 2 horas. Foi também calculada a propagação pelo REF-DIF de diferentes agrupamentos (clusters) dos dados de ondas do programa PIC. Conhecido o comportamento das ondas na zona de arrebentação ao longo da costa, foi aplicada a equação de Kamphuis que calcula a taxa de transporte de sedimentos, para cada onda, com e sem os agrupamentos. O transporte de sedimento calculado para as ondas agrupadas foi comparado ao transporte da série completa de ondas.

Palavras-chave: Erosão Costeira, Transporte de Sedimentos, Propagação de Ondas, Modelagem Numérica.

1. INTRODUÇÃO

A praia de Matinhos, região de estudo desse trabalho, vem sofrendo problemas de erosão desde a década de 70, período que coincide com o intenso processo de urbanização e crescimento industrial da região. As interferências antropogênicas tornaram essa porção do litoral bastante suscetível às elevações no nível do mar causadas por marés meteorológicas e também a influência de ondas de tempestade. Na tentativa de proteger propriedades próximas à beira mar foram feitas obras de contenção como espigões e muros.

As modificações da linha da costa da praia de Matinhos foram obtidas a partir de interpretações de fotografias aéreas de diversos anos (1954, 1969, 1980 e 1997) e constatou-se que a costa avançou aproximadamente 25 m em direção ao mar até 1969 e em 1980, uma retração máxima de 24 m foi observada e a costa foi então considerada estável até 1997. Muitas alternativas de contenção da erosão são utilizadas pelos moradores locais numa tentativa de proteger suas propriedades. Frequentemente são usadas rochas, solo,

gramados e até muros privativos podem ser vistos em frente às casas. Estudos de ondas e de transporte de sedimentos são essenciais para a gestão apropriada da costa de Matinhos.

O objetivo desse trabalho é quantificar o transporte longitudinal de sedimentos na costa do Paraná através de modelagem numérica das ondas e da aplicação de um método de cálculo de transporte de sedimentos. Neste trabalho, foram usados dados de onda ao largo adaptados do programa PIC (Programa de Informação Costeira) da Universidade Federal de Santa Catarina (Melo F^o, 2004).

2. EQUAÇÃO GOVERNANTE PARA AS ONDAS

2.1 Equação do Declive Suave

A Equação do Declive Suave (EDS), deduzida por Berkhoff (1972), é uma equação capaz de descrever a propagação de ondas com efeitos de refração e difração simultaneamente, que despreza modos não-propagantes e supõe que a topografia do fundo tem variações suaves em distâncias da ordem de um comprimento de onda. Booij (1983) mostrou que ela é eficiente em topografia com inclinações de até 1:3.

Este modelo tornou-se muito popular, apesar de ser deduzido no contexto da teoria linear. Outras deduções foram feitas por muitos autores, como Mei (1973), Massel (1989), Porter & Chamberlain (1997).

A EDS em questão é:

$$\nabla_H \cdot (CC_g \nabla_H \phi) + k^2 CC_g \phi = 0 \quad (1)$$

onde

∇_H - operador gradiente horizontal
 ϕ - potencial horizontal de velocidade
 k^2 - número de onda
 C - velocidade de fase da onda
 C_g - velocidade de grupo

Esta equação rege a propagação de ondas de pequena amplitude com fundos em declive suave. A Eq. (1) não leva em consideração alguns efeitos que modificam o campo de onda como dissipação de energia e não-linearidade.

2.2 Aproximação Parabólica da EDS

A equação do declive suave é uma equação elíptica, necessitando de condições de contorno em toda a fronteira do domínio do problema para ser resolvida. Nem sempre, esta é uma tarefa fácil ou possível. O objetivo da aproximação parabólica é o de transformar a EDS, que é uma equação elíptica, em uma ou mais equações parabólicas, que necessitam de condições iniciais para serem resolvidas.

A aproximação parabólica, já usada em problemas semelhantes em outros campos da física, no caso de ondas superficiais de gravidade, foi utilizada pela primeira vez por Radder (1979). A aplicação da equação parabólica requer que o campo de ondas tenha uma direção preferencial de propagação e que não haja reflexão no sentido oposto ao da propagação.

As seguintes hipóteses são utilizadas para a obtenção da aproximação parabólica:

- Existe uma direção de propagação preferencial do campo de ondas (direção x) de modo que os desvios em relação a esta direção sejam pequenos.
- O campo de ondas pode ser dividido em duas componentes: uma de ondas transmitidas e outra de ondas refletidas.
- Após encontrar um par de equações parabólicas acopladas, uma para o campo de ondas transmitido e outra para o campo de ondas refletido, admite-se que o campo de ondas transmitidas predomina sobre o campo de ondas refletidas.
- As variações de k_c (número de onda complexo) são pequenas.

A equação parabólica em coordenadas cartesianas pode ser escrita em função da amplitude complexa Ψ , então a equação parabólica torna-se

$$2ik_c \frac{\partial \Psi}{\partial x} + \left[2k_c(k_c - k_0) + i \frac{\partial k_c}{\partial x} \right] \Psi + \frac{i}{2k_c} \frac{\partial^3 \Psi}{\partial x \partial y^2} + \left(\frac{3}{2} + \frac{k_0}{2k_c} \right) \frac{\partial^2 \Psi}{\partial y^2} = 0, \quad (2)$$

onde x e y são coordenadas cartesianas espaciais, k_0 é o número de onda representativo de referência, k_c é o número de onda complexo.

A implementação numérica da aproximação parabólica da EDS usada neste trabalho é a do REF/DIF versão 2.5. A equação usada pelo REF/DIF é um pouco diferente da equação (2) já que trabalha com uma variável ligeiramente diferente e inclui outros efeitos como não linearidade e interações com correntes, não usados aqui.

3. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

O transporte de sedimentos junto a costa é a causa da alteração no perfil de praias existentes. Essa mudança no ambiente é causada principalmente pela quebra de onda na praia. Este mecanismo é capaz de desalojar e arremessar sedimentos que serão carregados pelas correntes induzidas pelas ondas: correntes longitudinais (*longshore currents*) e correntes de retorno (*rip currents*). Bowen (1969) e Longuet-Higgins (1970) criaram a primeira teoria capaz de prever a velocidade da corrente longitudinal, onde investigaram o papel da componente longitudinal da tensão de radiação. Longuet-Higgins balanceou a variação longitudinal dessa tensão de radiação com a tensão de cisalhamento do fundo gerada pela corrente longitudinal, obtendo uma fórmula para seu cálculo.

As equações utilizadas para cálculos de transporte de sedimento foram desenvolvidos com base principalmente em estudos de campo, no entanto, a obtenção de dados de alta qualidade no campo é difícil. O modelo mais amplamente utilizado para estimar taxa de transporte de sedimentos é a Fórmula do “CERC”, que é baseado em medições de campo. Porém a precisão é questionável em algumas circunstâncias. Vários parâmetros que podem influenciar o cálculo do transporte de sedimentos, como período da onda e tamanho dos grãos de sedimentos, não são levados em consideração na fórmula do CERC. Comparações adicionais foram feitas com a fórmula proposta por Kamphuis (1991), que inclui período de onda, um fator que influencia a arrebentação das ondas, fornecendo boas estimativas.

3.1 Taxa de Transporte Longitudinal

A região, em que o material é transportado ao longo da costa, está situada na zona de arrebentação. A taxa de transporte longitudinal de sedimentos pode ser calculada através de uma expressão de transporte de massa ou volume de sedimentos. Esta expressão de massa ou volume relaciona a taxa total de transporte longitudinal de sedimentos para algumas ondas de fácil mensuração e parâmetros da praia.

A equação utilizada neste trabalho será a desenvolvida em Kamphuis (1991) que provém de uma expressão que inclui os efeitos do período de onda, inclinação da praia e o tamanho dos grãos, dada por

$$Q_k = 6.4 \cdot 10^4 H_{sb}^2 T_{op}^{1.5} m_b^{0.75} D^{-0.25} \text{sen}^{0.6} 2\alpha_b \quad (3)$$

onde

Q_k : taxa de transporte (m^3/ano);

H_{sb} : altura significativa de onda no início da arrebentação;

T_{op} : período de pico da onda;

m_b : relação das forças perturbadoras das ondas no momento da quebra;

D : diâmetro dos grãos;

α_b : ângulo da onda no início da arrebentação.

4. TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA COSTA DO PARANÁ

Para o cálculo do transporte de sedimentos usando a fórmula de Kamphuis Eq.(3) é necessário conhecer o campo de ondas que chega à costa. Observando a propagação de ondas a uma escala mais global, o clima de ondas incidente ao largo da costa de Santa Catarina, local onde foi feita a coleta dos dados, será considerado similar ao clima de ondas que incide ao longo da costa do Estado do Paraná, tornando possível que as ondas sejam transportadas do local de coleta dos dados e propagadas para a zona de arrebentação.

A região em que foi feita a análise do transporte de sedimentos está compreendida entre a praia de Matinhos e Pontal do Paraná, e que será referida neste trabalho como sendo Matinhos para facilitar a citação quando necessária. Os dados de onda utilizados para o cálculo do transporte de sedimentos foram cedidos pelo PIC - Programa de Informação Costeira da Universidade Federal de Santa Catarina.

4.1 Caracterizações da Área de Estudo

A costa do Estado do Paraná, ($25^{\circ}12'44''S - 48^{\circ}01'15''W$ e $25^{\circ}58'38''S - 48^{\circ}35'26''W$) Fig. 3, estende-se por aproximadamente 100 km na direção NE-SW. Ao sul, localiza-se a baía de Guaratuba ($25^{\circ}52'S, 48^{\circ}38'W$) e ao norte o Complexo Estuarino de Paranaguá - CEP ($25^{\circ}00'S$ e $25^{\circ}35'S, 48^{\circ}15'W$ e $48^{\circ}50'W$). Constitui um dos menores litorais entre os estados litorâneos do Brasil. Apesar disso, se forem consideradas as reentrâncias, estuários e ilhas esta linha de costa ultrapassa os 1.675 km, a qual pode ser classificada entre costa estuarina, costa oceânica e de desembocadura (Angulo & Araújo, 1996).

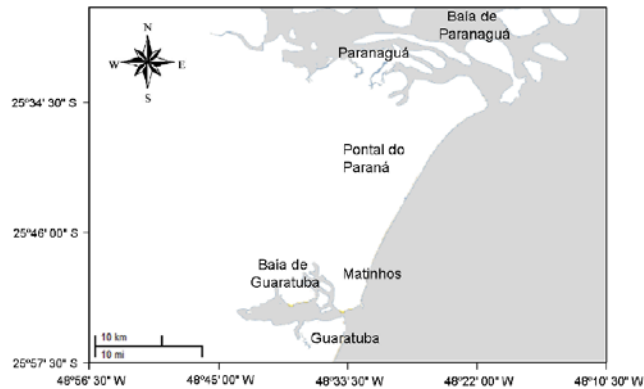


Figura 3: Região da praia de Matinhos

Suas praias são predominantemente arenosas, interrompida apenas por alguns pontais rochosos e pelas desembocaduras das baías de Guaratuba e de Paranaguá, composta principalmente por sedimentos marinhos de areias finas a muito finas, constituindo feixes de cordões litorâneos (linha definida pelo limite entre o mar e a terra e que varia com as marés) orientados paralelamente à linha de costa atual no sentido sudoeste-nordeste (Angulo, 1992).

A região em que será aplicado e analisado o transporte de sedimento será a praia de Matinhos, que se situa próximo à Baía de Guaratuba, sendo uma região classificada como de mar aberto, costas voltadas para mar aberto e que não apresenta influência significativa das desembocaduras estuarinas. Essa região vem apresentando problemas de erosão fazendo com que a praia diminua gradativamente, devido a ação natural do mar que avança sobre as ruas e calçadas, causando uma série de problemas sociais e ambientais.

No balneário de Praia Brava, que se localiza no município de Matinhos, aparecem problemas de erosão desde a ocupação e empreendimentos na orla na década de 70. Na parte central da praia foi feito um aterramento para que uma estrada beira-mar fosse construída, a qual tem uma configuração reta ao longo da praia, sem considerar a natural curvatura geomorfológica existente (Angulo, 1984). Em 1983, duas obras de contenção foram colocadas obliquamente à linha de costa com objetivo de acumular sedimentos e conter a erosão, protegendo as propriedades próximas à beira mar Fig. 4, (Lisniowski, 2009).

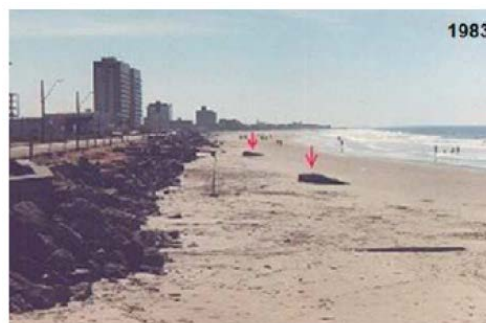


Figura 4: Balneário de praia Brava e os espigões colocados na praia em 1983. Fonte: Lisniowski, 2009

Os esforços para conter a erosão estabeleceram uma linha de costa distinta, impedindo à praia de assumir sua configuração natural, então essa costa não pode ser considerada estável. Nas praias que não houve nenhum tipo de intervenção, não há evidências de processos erosivos, sendo que essas praias apresentam um balanço natural de sedimentos (Angulo, 1996).

4.2 Clima de Ondas

Os parâmetros de onda (período, altura significativa e direção) usados neste trabalho para o cálculo do transporte de sedimentos foram coletados por meio de um ondógrafo de precisão com transmissão telemétrica (Melo F^o, 2004). Estes equipamentos foram instalados a 35 km de Santa Catarina e fica num local com 80 m de profundidade. Os dados usados foram oriundos de campanha de 5 anos (2002 – 2006), medindo a direção de incidência, o período e a altura das ondas em intervalos de 30 minutos.

Por haver muitas falhas nos dados, dos cinco anos foi feita a construção de uma série completa de um ano com intervalo de 2 horas. Os dados de onda do ano “fictício” apresentam as seguintes características: a altura significativa está compreendida entre o valor máximo de 4,29 m e mínimo de 0,56 m e o período entre o valor máximo de 16,667 s e mínimo de 3,125 s. Estes dados de ondas foram usados diretamente no modelo de propagação e transporte de sedimentos. Além disso, os dados foram separados em grupos ou *clusters* (Minucci,

2010), usando métodos de agrupamentos (que são métodos estatísticos destinados a dividir em subconjuntos representativos um conjunto de dados observados). A partir de todos os dados existentes de uma amostra, um por um, a análise de agrupamento é capaz de resumi-los de modo que, nem a expressividade, nem a significância do conjunto de dados sejam perdidas. Minucci (2010) concluiu que o um algoritmo matemático de agrupamento satisfatório foi o da distância Euclidiana Padronizada seguido do método da Ligação Ponderada, resumindo todos os dados de um ano (aproximadamente 4 mil) em dados de 2 à 10 ondas dependendo dos parâmetros utilizados no agrupamento.

A direção do transporte foi chamada de NORTE quando para a esquerda de quem olha da praia para o mar, e SUL quando para a direita.

As estatísticas dos agrupamentos dos dados de ondas estão dispostas nas tabelas e figuras a seguir: a Tab. (1) e a figura (6) apresentam as características de cada grupo quando o agrupamento é feito exigindo-se 5 grupos de ondas sem nenhuma restrição. A Tab. (2) e a figura (7) apresentam as características de cada grupo quando o agrupamento é feito exigindo-se 3 grupos de ondas com a restrição de que estas ondas só provocam transporte para o norte (ondas de sul). A Tab. (3) e a figura (8) apresentam as características de cada grupo quando o agrupamento é feito exigindo-se 3 grupos de ondas com a restrição de que estas ondas só provocam transporte para o sul (ondas de leste e nordeste).

O domínio de aplicação do modelo de onda é mostrado na figura (9) e os valores de transporte de sedimento mostrados a seguir são a média ao longo do segmento, no meio da praia de matinhos (figura 9). Os resultados do transporte para cada grupo e para os dados brutos (soma do transporte causado por cada onda medida a cada 2 horas durante 1 ano) serão mostrados na próxima seção.

Tabela 1: Características de cinco grupos de ondas com dados do ano completo (sem restrição).

Grupo	transporte	proporção	H(m)	Direção (°)	T (s)
1	Norte	0,261	1,5	-24	9,8
2	Sul	0,293	1,2	33	7,1
3	Sul	0,351	1,9	25	8,8
4	Norte	0,074	1,8	-32	13,1
5	Norte	0,022	3,3	-34	14,1

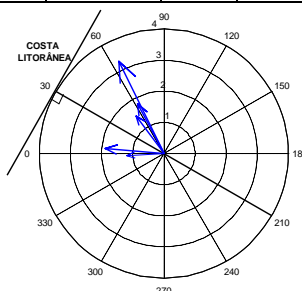


Figura 6: Características de cinco grupos de ondas com dados do ano completo (sem restrição).

Tabela 2: Características de três grupos de ondas com dados de ondas que transportam para norte.

Grupo	transporte	proporção	H(m)	Direção (°)	T (s)
1	Norte	0,107	1,5	-14	7,5
2	Norte	0,774	1,7	-30	10,5
3	Norte	0,119	2,9	-37	13,1

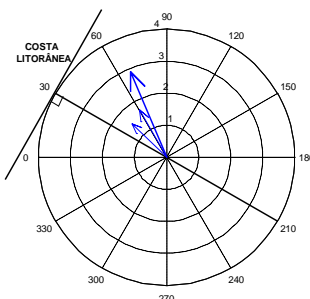


Figura 7: Características de três grupos de ondas com dados de ondas que transportam para norte.

Tabela 3: Características de três grupos de ondas com dados de ondas que transportam para sul para o sul

Grupo	transporte	proporção	H(m)	Direção (°)	T (s)
1	Sul	0,056	2,7	30	9,9
2	Sul	0,943	1,5	35	8,0
3	Sul	0,001	1,5	2	15,4

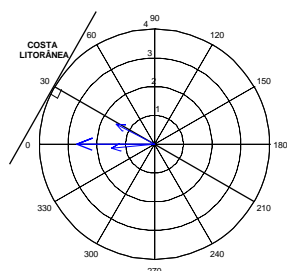


Figura 8: Características de três grupos de ondas com dados de ondas que transportam para sul.

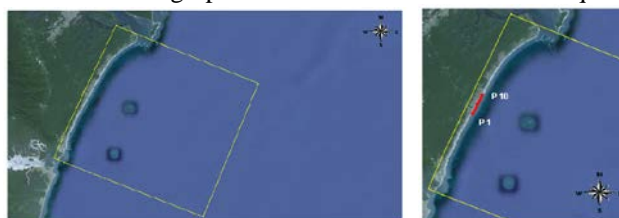


Figura 9: Domínio da malha e detalhe dos pontos de cálculo do transporte.

5. RESULTADOS e DISCUSSÕES

Para a avaliação do transporte de sedimentos utilizou-se o programa REF/DIF1 com os dados de entrada necessários que são a batimetria local e os dados de ondas (dados de ondas de um ano medidos de duas em duas hora e dados de ondas de um ano agrupados estatisticamente). Foi feita uma rotação de eixos para manter a costa ao longo de Y e a perpendicular incidente como eixo X. Após a execução do modelo, obtêm-se os arquivos de saída do programa REF/DIF1 com os resultados dos parâmetros de ondas na arrebentação (altura significativa e ângulo), para então serem utilizados na fórmula de Kamphuis. A figura 10 exemplifica as simulações feitas mostrando alturas de onda de 2 simulações para ondas diferentes. É possível perceber as regiões de sombra atrás das ilhas, além de efeitos de refração, franjas de difração, etc. Finalmente é feito o cálculo da taxa de transporte de sedimento, através da fórmula de Kamphuis (em m^3 por ano), sendo definido que o transporte positivo indica o transporte de sedimentos para Norte (na realidade N-NE, devido à ligeira inclinação da costa em Matinhos) e o transporte negativo indica o transporte de sedimentos para Sul (na realidade S-SW).

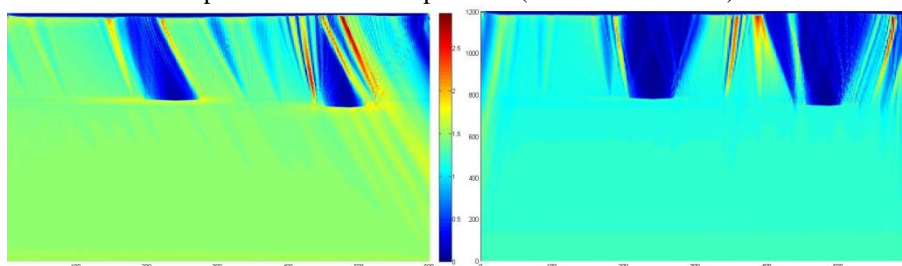


Figura 10: Duas saídas do REF/DIF para a praia de Matinhos. Altura/incidência/período: 1,5m/-45°/9,8s (esquerda) e 1,3m/0°/7,2 (direita).

Para cada onda foi executado o cálculo da quantidade de transporte de sedimentos que causaria em duas horas. Fazendo a soma de todos os resultados dos transportes de sedimentos calculados dos dados de ondas de um ano, obteve-se o transporte de sedimento durante o ano. O resultado obtido para o transporte de sedimentos para o ano fictício nestes dez pontos ao longo da costa apresenta-se na Tab. (4) em m^3/ano . Fazendo uma média entre os valores obtidos no transporte total, para os dez pontos de análise, encontram-se os valores do transporte de sedimentos ao longo do segmento mostrado na figura (10), mostrado na última linha da Tab. (4).

Tabela 4: Transporte de sedimentos para o ano fictício em m^3/ano

	Transporte para norte	Transporte para sul	Transporte Total (m^3/ano)
P ₁	1.747.679	-868.992	878.687
P ₂	1.756.959	-872.276	884.683
P ₃	1.756.144	-891.056	865.088
P ₄	1.760.179	-890.228	869.951
P ₅	1.758.471	-890.413	868.058
P ₆	1.763.425	-896.273	867.152
P ₇	1.763.379	-890.965	872.414
P ₈	1.771.771	-875.493	896.278
P ₉	1.761.640	-883.746	877.894
P ₁₀	1.750.251	-884.641	865.610
Média anual			874.582

Os resultados para o transporte de sedimentos, para os dados de onda que estão separados por grupos, foram obtidos utilizando o agrupamento formado com dados sem restrição com 5 grupos, mostrado na Tab. (5) e restringindo para ondas que contribuem para o norte e para o sul (três grupos cada). A média do transporte de sedimentos entre os dez pontos ao longo da costa apresentam-se nas Tab. (6) e (7) em m^3/ano .

Tabela 5: Transporte de sedimentos para cinco grupos de ondas sem restrição.

Grupo	ONDA	Transporte (m^3/ano)
1	Norte	536.200
2	Sul	-511.686
3	Sul	-811.224
4	Norte	640.502
5	Norte	675.342
	Σ	529.134

Tabela 6: Transporte de sedimentos para três grupos de ondas que transportam para norte.

Grupo	ONDA	Transporte (m^3/ano)
1	Norte	41.579
2	Norte	882.901
3	Norte	411.235
	Σ	1.335.715

Tabela 7: Transporte de sedimentos para três grupos de ondas que transportam para sul.

Grupo	ONDA	Transporte (m^3/ano)
1	Sul	-134.969
2	Sul	-659.414
3	Sul	-1.536
	Σ	-795.919

Neste trabalho, as ondas agrupadas tenderam a causar um transporte líquido para norte um pouco menor que as ondas sem agrupamento. É necessária uma investigação das razões para tal discrepância.

Para que se possa fazer uma comparação entre os resultados obtidos nesse trabalho e os resultados encontrados por outros autores, deve-se levar em conta que os pontos (regiões de análise para o transporte de sedimentos) usados para os cálculos ao longo da costa são diferentes, assim como o modelo utilizado para o cálculo, o que leva a resultados diferentes. Mas pode-se constatar que os resultados estão em conformidade: apresentam uma tendência de transporte de sedimentos da região sul para norte. É interessante notar que o cálculo de transporte usando agrupamentos forneceu bons resultados em comparação com o uso dos dados brutos de ondas. Isso mostra que, para efeito de transporte longitudinal de sedimento, é possível substituir as dezenas de milhares de componentes de onda que ocorrem ao longo do ano por um número muito menor, de apenas 5-6 ondas.

Wosiacki (2009) calculou o transporte de sedimentos em três seções ao longo da costa do Paraná, usando, a partir dos dados do programa PIC, apenas coeficientes de refração e empinamento (lei de Snell) para determinar parâmetros das ondas, e as equações de Kamphuis e do CERC para as estimativas de transporte de sedimentos. Para a equação de Kamphuis foi encontrado em média um total de $582.270 m^3/ano$ com sentido para o norte. Este resultado, apesar das simplificações envolvidas no desprezo da difração provocada pelas ilhas ao largo, é muito próximo dos resultados do presente trabalho com ondas agrupadas.

Martins (2004) calculou um transporte de sedimentos da ordem de 1,5 milhões de m^3/ano , próximo à desembocadura sul do complexo estuário de Paranaguá. Alfredini (1999) calculou valores da ordem de 2,2 milhões de m^3/ano para a praia de Brejatuba em Guaratuba. Estes dois últimos trabalhos mencionados não foram aplicados na praia de Matinhos, mas são praias sujeitas às mesmas condições de ondas, e mostram um transporte na mesma ordem de magnitude que do presente trabalho, embora um pouco mais elevado. Gobbi (1997) encontrou valores próximos de $400.000 m^3/ano$ em alguns pontos ao longo da costa do Paraná, que estão também próximos aos valores encontrados aqui.

Métodos de campo para medir a taxa de transporte de sedimentos longitudinal também podem ser realizados, porém são extremamente custosos e tais medições são inexistentes na costa do Paraná.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho tem como objetivo principal a quantificação do transporte longitudinal de sedimentos ao longo da costa do Paraná utilizando dados de onda ao largo da costa e modelagem da transformação das ondas. Para se alcançar o objetivo proposto o primeiro passo foi determinar um modelo matemático para o campo de ondas que chega ao longo da costa paranaense. Foi então utilizada a equação do declive suave (*mild slope equation*), que descreve o perfil de ondas para topografias suaves. Porém por ser uma equação que necessite de condições em todo o domínio do problema, foi feita uma aproximação parabólica que precisa apenas de condições iniciais.

Depois foi construído um modelo numérico para a equação parabólica utilizando-se o método de diferenças finitas. Modelo que permite a execução com baixo custo computacional. Para a execução do modelo foi utilizado

o programa REF/DIF1, versão 2.5, no qual é necessário o conhecimento dos dados de ondas no início da propagação: período, ângulo e amplitude.

Os dados de ondas utilizados nos arquivos de entrada indat.dat do programa REF/DIF1 foram cedidos pelo PIC (Programa de Informação Costeira da Universidade Federal de Santa Catarina) e estes dados de ondas foram separados de duas maneiras: em dados de ondas de dois anos coletadas de duas em duas hora. Após a execução deste modelo, utilizando estes dados de ondas, obtiveram-se os valores do período, do ângulo e da amplitude, no momento da arrebentação da onda, que são necessários para o cálculo do transporte de sedimentos.

Utilizando a equação de Kamphuis e com os dados de onda obtidos na arrebentação foi possível calcular o transporte longitudinal de sedimentos ao longo da costa do Paraná, atingindo assim o objetivo principal deste trabalho.

Os valores do transporte de sedimento obtidos neste trabalho mostram-se coerentes quando comparados com resultados de outros autores presentes na literatura, mesmo considerando as aproximações na batimetria. Em geral o sentido do transporte de sedimentos provocado pelas ondas (predominam em maior quantidade as ondas vindas do sul) é para o norte.

Para uma extensão deste trabalho recomenda-se uma análise para o transporte de sedimentos utilizando-se mais dados de ondas e testando outros pontos ao longo da costa, podendo assim fazer comparações entre os resultados obtidos, observando se as diferenças entre os valores anuais são significativas ou não.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Angulo, R.J., 1984, "As Praias do Paraná: problemas decorrentes de uma ocupação inadequada." Boletim Análise Conjuntural
- Angulo, R. J., 1992, "Geologia da Planície Costeira do Estado do Paraná." Tese de doutorado, Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, Brasil.
- Angulo, R.J. & Araújo, A.D., 1996, "Classificação da costa paranaense com base na sua dinâmica, como subsídio à ocupação da orla litorânea." Boletim Paranaense de Geociências.
- Alfredini, P., 1999, "The longshore transport evaluation used as a tool for the brazilian coastline litoral processes knowledge." Anais do VII Congresso Brasileiro da Associação Brasileira de Estudos do Quaternário (ABEQUA).
- Berkhoff, J. C. W., 1972, "Computations of Combined Refraction-Diffraction." Em Proc. 13th Conference on Coastal Engineering, Vancouver. ASCE.
- Bowen, A. , 1969, "Rip Currents: 1. Theoretical Investigations." Journal of Geophysical Research.
- Booij, N. , 1983, "A note on the accuracy of the mild slope equation." Coastal Engrg.,7,191- 203.
- CERC. Shore Protection Manual. Washington, DC: [s.n.].
- Gobbi, E. F. , 1997, "Gerenciamento costeiro: análise de caso do litoral do Paraná sob a perspectiva da engenharia costeira." Tese de Doutorado-COPPE/UFRJ,.
- Kamphuis, J. W., 1991, Alongshore sediment transport rate, Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering ASCE.
- Kirby, J. T., Dalrymple, R. A. and Shi, F., 2002, "Combined Refraction/Diffraction Model, REF/DIF 1, Version 2.5, Documentation and User's Manual." Center for Applied Coastal Research Department of Civil and Environmental Engineering University of Delaware, Newark.
- Lisniewski, M. A., 2009, "Concentração de sedimentos transportados em suspensão e taxa de transporte longitudinal no litoral do Paraná, Brasil." Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, (2009).
- Longuet-Higgins, M. S., 1970, "Longshore currents generated by obliquely incident sea waves 1 e 2." Journal of Geophysical research, v. 75, n. 33.
- Martins, G., 2004, "Dinâmica da zona rasa de shoaling e o transporte de sedimentos na desembocadura sul do Complexo Estuarino de Paranaguá-PR." Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Paraná.
- Massel S.R. "Hydrodynamics of coastal zones." Elsevier Publ., Amsterdam.
- Mei, C.C. "Shoaling of Spiral Waves in a Circular Basin," J. Geophysical.
- Melo Filho, E., 2004. "Programa de Informação Costeira on-line: Um balanço dos primeiros dois anos de funcionamento". 1º Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica, FURG, Rio Grande. [disponível on-line em http://www.semengo.furg.br/2004/39_2004.pdf]
- Minucci, L. R., 2010, "Análise de agrupamentos de dados marinhos para quantificação do transporte de sedimentos da região costeira central do estado do Paraná." Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Paraná.
- Noernberg, M.A.; Angelotti, R.; Caldeira, G.A. & Ribeiro de Sousa, A.F., 2008, "Determinação da sensibilidade do litoral paranaense à contaminação por óleo," Braz. J. Aquat. Sci. Technol..
- Porter, D. & Chamberlain, P. G., 1997, "Gravity Waves in Water of Finite Depth" (ed. J. N. Hunt), Computational Mechanics Publications.
- Radder, A. C. , 1979, "On the parabolic equation method for water wave propagation." J. Fluid Mech.
- Wosiacki, L. F. K., 2009, "Cálculo do transporte de sedimento ao longo da costa na região central do estado do Paraná." Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Ambiental, Universidade Federal do Paraná.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

ESTIMATIVA DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS NA PRAIA BRAVA DE MATINHOS/PR COM AUXÍLIO DA MODELAGEM NUMÉRICA DAS ONDAS

Liége F. K. Wosiacki¹ e Maurício F. Gobbi²

¹ Universidade Federal do Paraná – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia
Avenida Coronel Francisco Heráclito dos Santos, 210, Curitiba - PR, 81531-970
e-mail: liegewosiacki@gmail.com

² Universidade Federal do Paraná – Programa de Pós-Graduação em Métodos Numéricos em Engenharia
Avenida Coronel Francisco Heráclito dos Santos, 210, Curitiba - PR, 81531-970
e-mail: gobbi@ufpr.br

RESUMO

Este estudo visa avaliar a resposta morfodinâmica do ambiente praial em vista da incidência de ondas, sem considerar a geração de correntes por marés e outros fatores. Para isso, aplicou-se o modelo REF/DIF para obtenção dos parâmetros de onda na zona de arrebentação e posterior determinação do transporte de sedimentos ao longo da costa através da formulação proposta por Kamphuis (2001). Os parâmetros de onda utilizados correspondem à média anual da campanha efetuada por Nemes (2011) para a costa do Paraná, sendo dividido em dois cenários: Cenário Médio Anual I e Cenário Médio Anual II. A aplicação dessa metodologia permitiu que se chegasse a resultados satisfatórios de estimativa de transporte de sedimentos e consequente variação da linha de costa mediante os forçantes utilizados.

Palavras-chave: Ondas, REF/DIF, Transporte, Sedimento

2. INTRODUÇÃO

Assim como em outras regiões litorâneas do Brasil, o litoral do Paraná apresenta problemas relativos à erosão costeira, seja por intervenção antrópica ou variações naturais da linha de costa.

Partindo de uma visão mais geral, a erosão costeira só é tida como um problema quando afeta diretamente residências e a infra-estrutura urbana, como é o caso da praia Central e da praia Brava em Matinhos, além dos balneários próximos a essa região.

Para tentar conter esse efeito erosivo, foram adicionadas junto à praia muros de retaguarda, que a longo prazo acabam por acelerar o problema, pois impedem a reposição de sedimento e o restabelecimento do equilíbrio praial.

Independente da solução adotada para conter o avanço do mar, é necessário que se conheça as características do ambiente e a interação dos principais forçantes. Dessa maneira, nesse trabalho o estudo da interação entre os fatores foi feito utilizando uma abordagem numérica, visando-se estudar o comportamento da linha de costa em vista somente da incidência de ondas, sem considerar a geração de correntes por marés e outros fatores, como por exemplo, o vento.

A ferramenta numérica utilizada para determinação dos parâmetros de onda na zona de arrebentação foi o modelo REF/DIF, desenvolvido na Universidade de Delaware por (Kirby et al., 2002). Este modelo baseia-se na forma parabólica das *mild-slope equations*, permitindo levar em consideração os efeitos da refração, difração, arrebentação e interação ondas-correntes.

Adicionalmente, para o cálculo do transporte de sedimentos foi utilizado o modelo proposto por Kamphuis (2001), uma formulação empírica desenvolvida para praias retilíneas e com batimétricas paralelas, sendo, portanto, adaptada para a região de estudo (Figura 1) seguindo uma metodologia de determinação de setores.

A região localiza-se próxima à desembocadura da baía de Guaratuba, na praia Brava no município de Matinhos no litoral do Paraná.

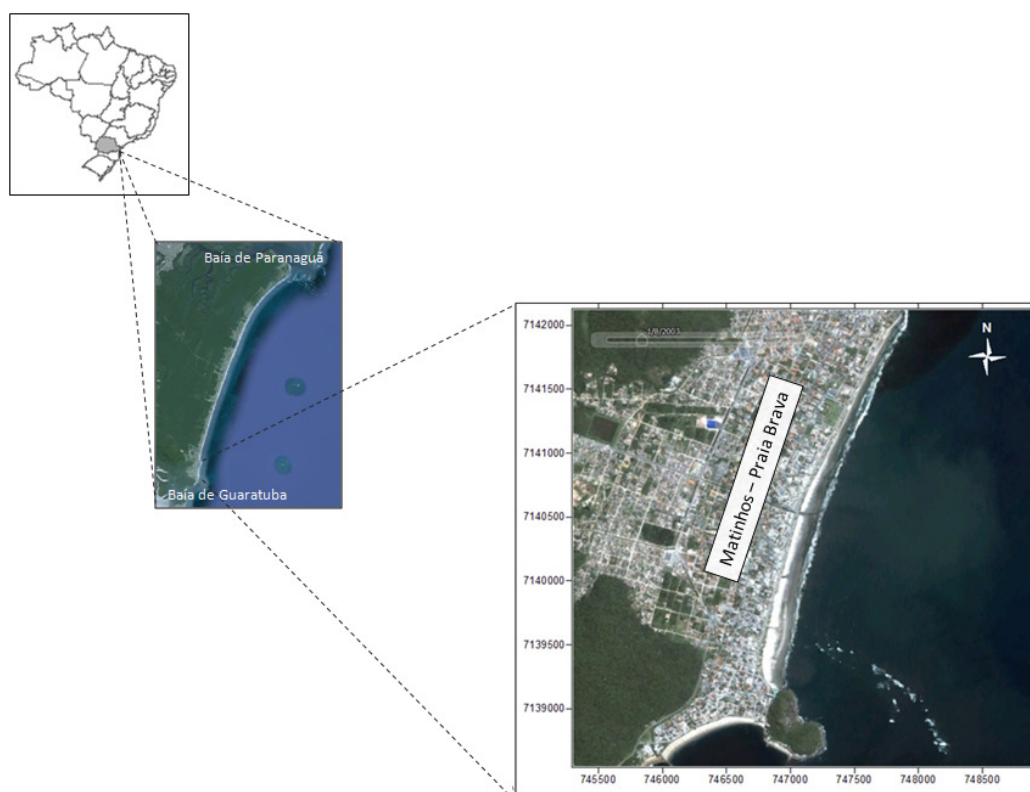


Figura 1. Região de Estudo: Arco Praial da Praia Brava em Matinhos-PR. (Imagem: Google Earth ®)

A praia Brava possui uma extensão aproximada de 3,2 km com orientação N-NE. Trata-se de uma praia oceânica que recebe frontalmente a incidência de ondas, porém é parcialmente influenciada pela dinâmica associada a desembocadura da baía adjacente. Conforme observado por Bessa (2003), a praia possui uma tendência de aporte de sedimentos, porém apresenta-se em estado de erosão na sua face norte devido às construções que causam a artificialização da linha de costa dificultando a praia de retomar seu perfil de equilíbrio.

O setor sul da praia Brava recebe influência direta do delta de maré vazante da baía de Guaratuba, pois sua barra frontal estende-se para norte, fazendo com que as ondas incidentes dissipem a sua energia antes de chegar à praia, conforme pode ser observado na Figura 1. À norte a praia já não encontra-se sobre influência da baía de Guaratuba e passa a receber o ataque direto das ondas, o que ao longo dos anos, associado à uma ocupação desordenada contribuiu para o efeito erosivo. De acordo com Bessa (2003), essa é a região, ao longo de todo arco praial, que apresenta maior tendência a mobilidade de sedimentos.

Observando a Figura 2 tem-se que de 2003 (Figura 2a) para 2009 (Figura 2b), na região denotada por “1”, houve a destruição de parte do calçamento, que já se encontrava deteriorado devido à ocorrência de ressacas.

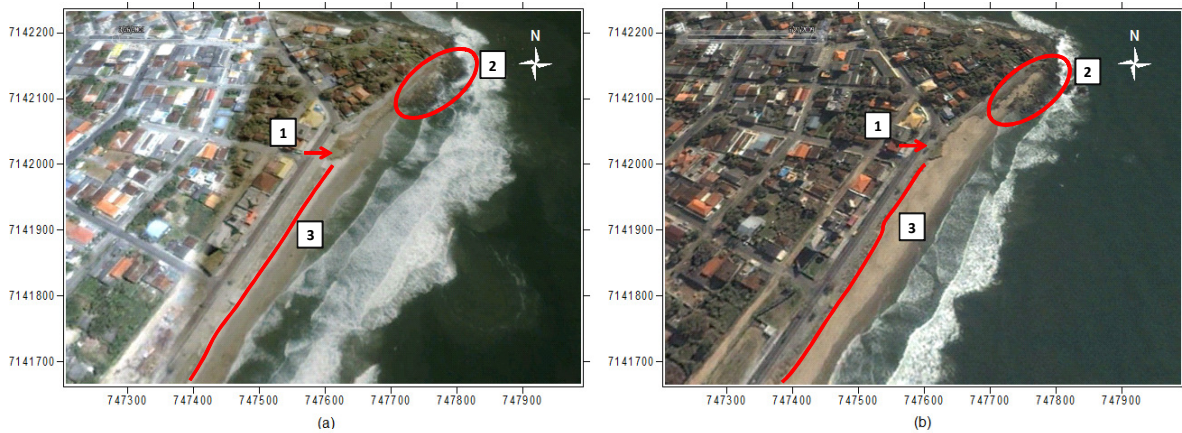


Figura 2. Comparação da linha de costa no Norte da Praia Brava, próximo à ponta de Matinhos. (a) 30/03/2003 e (b) 14/03/2009. (Imagem: Google Earth ©)

Na área “2” nota-se a presença de gabiões, assim como ao longo de todo o arco praial apresentado na Figura 2, denotado por “3”. Esses gabiões são comumente utilizados para dispersar parte da energia da onda e, assim, tentar proteger a praia do ataque das ondas.

Ao Sul, a praia Brava encontra-se abrigada do ataque das ondas pelo esporão norte do delta de maré vazante da baía de Guaratuba, provocando a refração das ondas e progradação da parte emersa da praia, mais evidente na Figura 3a, de 2003, pela arrebenção das ondas que ocorriam ao largo na área representada por “1”. Em 2009 essa região de arrebenção foi deslocada para uma área menor, mais próxima da praia na Figura 3b. Esse efeito do abrigo da praia ocasionou o aumento da faixa de areia no sentido norte, conforme indicado pela seta “2” e pelo aumento do curso das drenagens representadas pelas setas “3” e “4”.

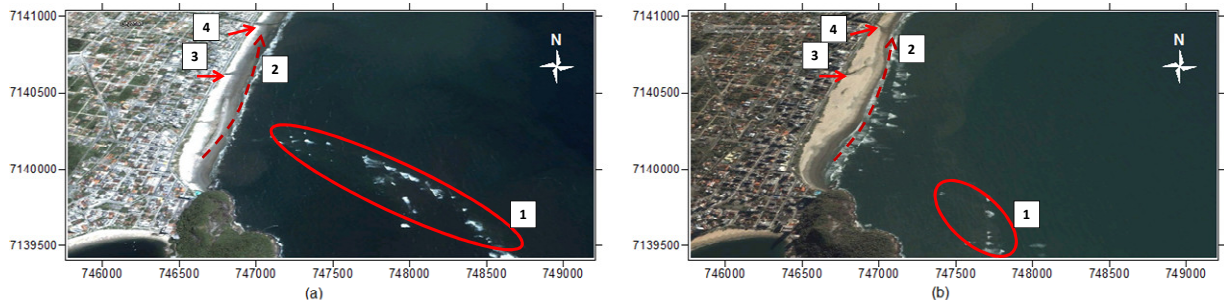


Figura 3. Comparação da linha de costa no Sul da Praia Brava, próximo à desembocadura da baía de Guaratuba. (a) 30/03/2003 e (b) 14/03/2009. (Imagem: Google Earth ©)

4. METODOLOGIA

4.1 Modelo de Propagação de Ondas

O modelo REF/DIF é um modelo de propagação de ondas baseado na Equação de Declive Suave (EDS), desenvolvida por Berkhoff (1972):

$$\nabla_H \cdot (CC_g \nabla_H \phi) + k^2 CC_g \phi = 0, \quad (1)$$

onde ∇_H é o operador gradiente horizontal, C é a celeridade da onda, C_g é a velocidade de grupo, ϕ é o potencial de velocidades e k é o número de onda.

A forma parabólica desta equação, resolvida em uma malha de cálculo pelo método de diferenças finitas soluciona o problema de propagação de ondas de pequena amplitude sobre um fundo com declividade suave, permitindo considerar os efeitos de transformação de onda: refração, difração, arrebenção e interação ondas-correntes.

Para aplicação do modelo sobre uma área, devem ser atendidas algumas exigências que são intrínsecas à forma de solução da equação governante. No que diz respeito às variações topográficas, devem ocorrer a longas distâncias garantindo uma variação suave ao longo do domínio. É também necessário que haja uma direção preferencial de propagação da onda incidente e as variações em torno dessa direção, ao longo da propagação, não devem exceder os 45°, a fim de se evitar soluções ruidosas no campo de ondas resultante.

Este estudo apresenta os resultados de um estudo maior obtido por Wosiacki (2012), no qual foi utilizada uma grade de cálculo, alinhada 25° com relação ao norte, que possui 600 pontos na direção x, sendo este o eixo de propagação de onda e 800 pontos na direção y, o eixo da linha de costa e com uma resolução de 30 m, abrangendo uma área de 18 km x 24 km. A utilização de uma grade maior permitiu considerar os processos de transformação de onda que ocorreram ao largo até a região de arrebenção.

A grade foi alinhada de forma que a onda que incide perpendicular à grade possui um ângulo de 0°, sendo que uma onda incidente de E-NE possui uma incidência de aproximadamente 45° e uma onda incidente de S-SE possui uma incidência de aproximadamente -45°, conforme a Figura 4.

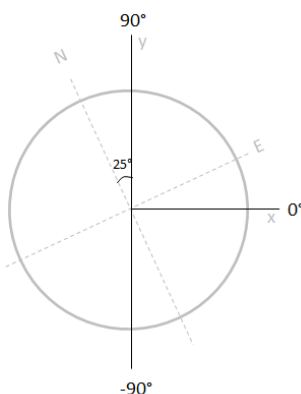


Figura 4. Sistema de coordenadas adotado para aplicação no REF/DIF.

O campo de ondas sobre o domínio foi obtido através das observações feitas por Nemes (2011), que apresentou o estudo mais recente a respeito do clima de ondas no Paraná, com a análise dos dados de onda obtidos através de dois ondógrafos situados em frente ao litoral do Paraná, entre as baías de Paranaguá e Guaratuba, nas isóbatas de 18 m e 30 m.

Com base nos resultados obtidos por Nemes(2011), para a isóbata de 18 m, foram consideradas duas situações médias anuais neste estudo: Cenário Médio Anual I (CMI) e Cenário Médio Anual II (CMII), conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Parâmetros de onda utilizados.

Cenário	$H_{sb}(m)$	$T_p (s)$	$\theta (^\circ)$
CMI	1,5	11	-45°
CMII	1,75	11	-45°

4.2 Transporte de Sedimentos

No Paraná foram feitas algumas estimativas para a quantificação de transporte de sedimentos (Gobbi (1997) e (Veiga et al. 2004)) e embora haja uma certa diferença na estimativa obtida por esses autores, todos obtiveram um sentido de deriva preferencial de sul para norte, sendo esse resultado reflexo do clima de ondas incidente na região, com as ondas mais energéticas vindas do quadrante S-SE, pela influencia das frentes geradas nas altas latitudes do oceano Atlântico.

A determinação do transporte de sedimentos longitudinal é um dos principais parâmetros a serem levados em consideração que a maioria dos projetos de obras costeiras necessita para avaliação de sua viabilidade técnica, socioeconômica e ambiental.

Para o cálculo da vazão volumétrica de sedimentos será usada a equação proposta por Kamphuis (2001):

$$Q = 6,4 \cdot 10^4 H_{sb}^2 T_p^{1,5} m_b^{0,75} D^{-0,25} \text{sen}^{0,6} 2\theta \quad (2)$$

onde T_p é o período de pico da onda, H_{sb} é a altura significativa na arrebentação, m_b é a declividade da praia, D é o diâmetro do sedimento na arrebentação, θ é o ângulo da onda na zona de arrebentação e Q é a vazão de sedimentos em m^3/ano .

Para a aplicação da eq. 2 foi utilizado o valor do diâmetro como: $D=0,224 \text{ mm}$, sendo este valor considerado uniforme sobre todo o domínio.

Como a formulação de Kamphuis (2001) é uma formulação empírica, aplicada a praias retilíneas, foi necessário considerar diferentes setores da praia e a cada setor foi determinada uma normal com relação às batimétricas na zona de arrebentação, conforme a Figura 5, para a determinação do ângulo de incidência da onda resultante do modelo REF/DIF.

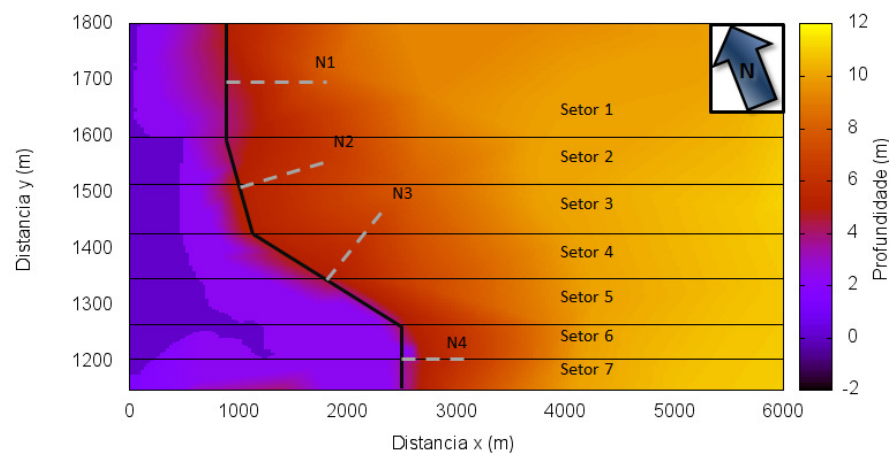


Figura 5. Normais às batimétricas próximas à costa (N1, N2, N3, N4 e N5) e setores de cálculo de transporte de sedimentos (Setor 1 ao Setor 6).

Adicionalmente, ainda na Figura 5 apresenta-se a divisão dos setores para diminuição da densidade de resultados, o que facilita a análise e visualização da direção do transporte. Para isso, em cada setor (de 1 a 7) apresentado na Figura 5 foram feitas as médias do transporte de sedimento. Dessa maneira, não foi considerado um ponto específico para o qual ocorre transporte de sedimentos, mas toda uma região.

Na Figura 5, o setor 1 corresponde ao setor que engloba a praia central de matinhos, que não é objeto principal deste estudo, mas foi considerada nos balanço do transporte de sedimentos para contribuir com a análise dos resultados, assim como os setores 6 e 7, que correspondem à arrebentação que ocorre mais longe da costa sobre o delta de maré vazante fora do arco praias da praia Brava. Os setores 2 e 3 representam o norte da praia Brava e os setores 4 e 5 representam o sul da praia Brava, cuja dinâmica foi discutida previamente.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A Tabela 1 e a Figura 6 apresentam os resultados da análise da mobilidade dos sedimentos para o cenário CMI.

Através desses resultados observa-se que do setor 2 para o setor 1, observa-se uma situação de maior tendência a transporte de sedimentos nessa região, esta mesma situação foi observada por Bessa (2003), que indicou a existência de uma maior mobilidade da linha de costa na praia brava norte. Particularmente, do setor 3 para o setor 2, tem-se uma situação de aporte de sedimentos, que conforme indicada por Bessa (2003), essa é uma região que teoricamente não deveria passar por um processo erosivo tão acentuado, mas que na prática, conforme discutido anteriormente encontra-se parcialmente degradada. Em seguida do setor 4 para o setor 3 observa-se a ocorrência de transporte de sedimentos, precedido por um setor de aporte de sedimentos – do setor 6 para o setor 5 e de transporte do setor 7 para o setor 6.

Tabela 2. Média do transporte de sedimentos calculada para cada setor da costa para o CMI.

Setor	Magnitude do transporte de sedimentos (m^3/ano)	Balanco de transporte entre os setores	Situação entre os setores
1	-322641,44	169674,440	Transporte
2	-152967,00	-8793,310	Aporte
3	-161760,31	46922,070	Transporte
4	-114838,24	8461,000	Transporte
5	-106377,24	-116527,350	Aporte
6	-222904,59	120914,820	Transporte
7	-101989,77	-	

Conforme pode ser acompanhado na Figura 6, fazendo-se um balanço mais geral, considerando os resultados de transporte por setor, observa-se uma tendência de aporte do setor 4 para o setor 2 e transporte do setor 6 para o setor 4. Essa sucessão observada indica uma tendência de mobilidade no sentido para norte do banco de areia situado em frente à praia Brava.

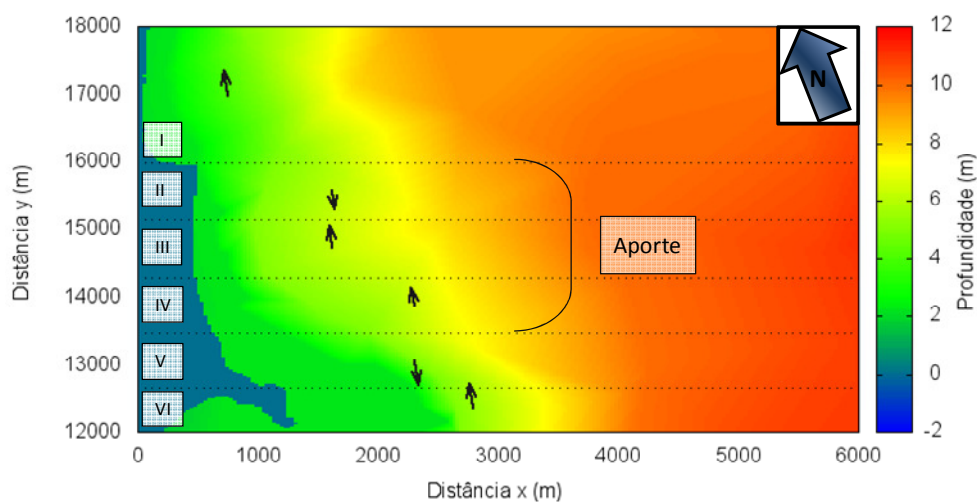


Figura 6. Resultado da estimativa do balanço de transporte de sedimentos para o cenário CMI.

Na Tabela 3 e na Figura 7 estão apresentados os resultados de transporte de sedimento para o cenário CMII, onde observa-se que do setor 2 para o setor 1 há uma situação de transporte de sedimentos e do setor 3 para o setor 2 ocorre um aporte de sedimentos. E do setor 7 ao setor 4, assim como para o CMI são observados sucessivamente as situações de transporte, aporte, transporte, transporte, confirmando a tendência de deriva no sentido norte do banco de areia observada para o CMI nessa região.

Tabela 3. Média do transporte de sedimentos calculada para cada setor da costa para o CMII.

Setor	Magnitude do transporte de sedimentos (m^3/ano)	Balanco de transporte entre os setores	Situação entre os setores
1	-356120,00	167624,10	Transporte
2	-188496,00	-2962,61	Aporte
3	-191458,00	43093,76	Transporte
4	-148364,00	33375,70	Transporte
5	-114989,00	-124037,00	Aporte
6	-239026,00	60396,97	Transporte
7	-178629,00	-	

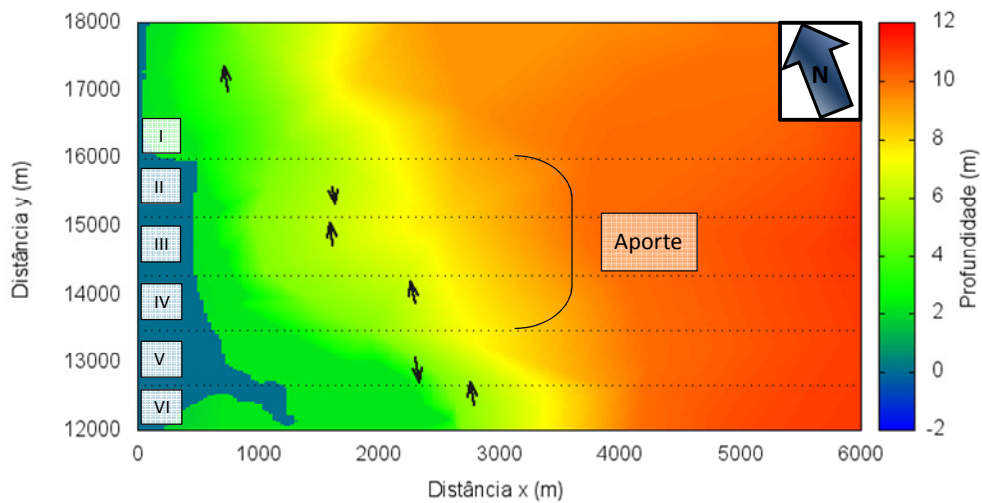


Figura 7. Resultado da estimativa do balanço de transporte de sedimentos para o cenário CMII.

Comparando-se os resultados dos dois cenários não observam-se grandes diferenças entre os setores, no que diz respeito ao transporte de sedimentos, sendo observados um transporte, por setor, um pouco mais elevado do CMII para o CMI. Nota-se, também, uma pequena diferença no balanço de transporte entre os setores, sendo que o CMII é menor que o CMI em alguns setores, porém isso não causa variações significativas na situação final do setor entre os dois cenários. De maneira geral, observa-se um tendência de transporte para norte, nos dois cenários, situação já esperada, devido ao ângulo de incidência das ondas simuladas ser de 45° com relação a normal à grade de cálculo, que está alinhada, aproximadamente, com a direção da linha de costa.

6. Conclusões

A partir da modelagem numérica das ondas incidentes foi possível obter os parâmetros de onda na zona de arrebentação para posterior estimativa do transporte longitudinal de sedimentos. Sendo que os resultados do fluxo médio de sedimentos obtido a partir da técnica de divisão da região em setores seguem a tendência de variação observada por Bessa (2003) – indicando uma situação de aporte de sedimento na região sul, nos setores 5 e 6, com uma tendência geral de mobilidade para norte ao longo de todo o domínio.

Embora não haja diferenças significativas entre os resultados dos cenários apresentados, observa-se que estes se compensam em algumas regiões, de maneira que quando o CMII, por exemplo, apresenta uma tendência acentuada de transporte de sedimentos em um momento o CMI, para a mesma região apresenta um transporte mais ameno. Compensando assim uma situação mais energética.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Berkhoff, W. J. C. (1972). Computations of combined refraction-diffraction. In: 13^a Conference on Coastal Engineering, Vancouver. 1972.
- Bessa, O. (2003). Interferência entre a ocupação urbana e a dinâmica natural no litoral sul do Paraná. *Análise Conjuntural*, IPARDES, v.25, 13p, 2003.
- Gobbi, E. F. (1997). Gerenciamento Costeiro: Análise de casos do litoral do Paraná sob a perspectiva da Engenharia Costeira. Tese (Engenharia Oceânica) – COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.
- Kamphuis, J. W. (2001). Introduction to coastal engineering and management. 2Ed. World Scientific. 503p.
- Kirby, J. T.; Dalrymple, R. A.; Shi, F. (2002). REF/DIF1 Version 3.0 Documentation and User Manual. 172p.
- Nemes, D. D. (2011). Caracterização das ondas de superfície na plataforma interna do estado do Paraná. 134f. Dissertação (Mestrado em Sistemas costeiros e Oceânicos) – Centro de Estudos do Mar, UFPR, Pontal do Paraná, 2011.
- Veiga, F.A.; Angulo, R. J.; Marone, E.; Brandini, F. P. (2004). Características sedimentológicas da plataforma continental interna rasa na porção central do litoral paranaense. *Boletim Paranaense de Geociências*, v.55, p.67-75, 2004
- Wosiacki, L. F. K (2012). Estimativa do transporte de sedimentos no litoral sul do Paraná com auxílio da modelagem numérica das ondas. 84pf. Dissertação (Mestrado em Métodos Numéricos) – CESEC, UFPR, Curitiba, 2012.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

ESTUDO INFERENCIAL PARA A LOCAÇÃO DE UMA FAZENDA EÓLICA NO LITORAL DO PARANÁ.

Bruno Ramos Christófar¹, Carlos Aurélio Nadal², Carlos Roberto Soares³, José Antônio Scotti Fontoura⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
e-mail: brchristofaro@gmail.com

² Universidade Federal do Paraná
Departamento de Geomática
e-mail: cnadal@ufpr.br

³ Universidade Federal do Paraná
Centro de Estudos do Mar
e-mail: crsoares@ufpr.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
e-mail: josefontoura@furg.br

RESUMO

O objetivo deste trabalho é o de determinar um local para a instalação de uma fazenda eólica no litoral do Paraná e inferir qual tipo de fundação poderia ser utilizada para tal finalidade. Os dados de direção dos trens de onda e correntes de deriva litorânea revelaram direções SE e N, respectivamente. Constatou-se a ocorrência de correntes de retorno, que foram importantes na delimitação da área para a implantação das fundações em ambiente offshore. O litoral central paranaense é dominado por sedimentos arenosos, podendo ser utilizados os modelos de fundações do tipo Sucção, Triestacas, Tripés, Treliças e Monoestaca. A região escolhida foi o Balneário de Pontal do Sul, que ainda se sobrepõe a uma área de fundeadouro de navios. Além disso, existem dois parques nacionais, o de Superagui e o da Ilha de Currais, limitando a implantação deste tipo empreendimento na região.

Palavras-chave: *Fazendas Eólicas, Fundações Offshore, Paraná.*

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a humanidade é fortemente dependente da energia elétrica, havendo uma tendência de que esta demanda aumente, tornando-se um enorme desafio supri-la sem degradar o meio ambiente. A energia provinda de fontes eólicas é um recurso abundante e, além de segura e limpa, não há custos com aquisição e riscos com preços de combustíveis a longo prazo (Millais, 2005). A fonte de energia eólica também é uma grande saída para países que

tenham pequenas extensões territoriais, mas que tenham zonas costeiras, que dependendo das condições de vento, também poderiam gerar energia em ambientes *offshore*.

Porém, tecnologia *offshore* avança mais a cada ano, pois as fazendas eólicas estão sendo instaladas cada vez mais distantes da costa, e em maiores profundidades, aumentando os custos da instalação e manutenção desses equipamentos, excluindo países que têm grande potencial eólico neste ambiente. Hoje, a distância média da costa das fazendas eólicas é de 12,9 km, e as profundidades médias em torno de 20 m. Além disso, o ambiente *offshore* é muito dinâmico, elevando ainda mais os custos, tornando tímidos os investimentos hoje em dia neste ambiente (GWEC, 2009).

Além disto, são necessários diversos estudos para a viabilização deste tipo de empreendimento. Posteriormente aos estudos de potencial eólico, são necessários ainda estudos geotécnicos, de impactos ambientais, entre outros, para então poder inferir um local ideal para a instalação de fundações no ambiente marinho.

O objetivo deste trabalho é determinar um local para a instalação de uma fazenda eólica e inferir os tipos de fundações poderiam ser utilizadas no município de Pontal do Paraná – PR.

2. ÁREA DE ESTUDO

No município de Pontal do Paraná – PR (Fig. 1) está localizado o balneário de Pontal do Sul, tendo como coordenadas geográficas a latitude 25° 35'S e longitude 48°21'W, na desembocadura Sul da Baía de Paranaguá.

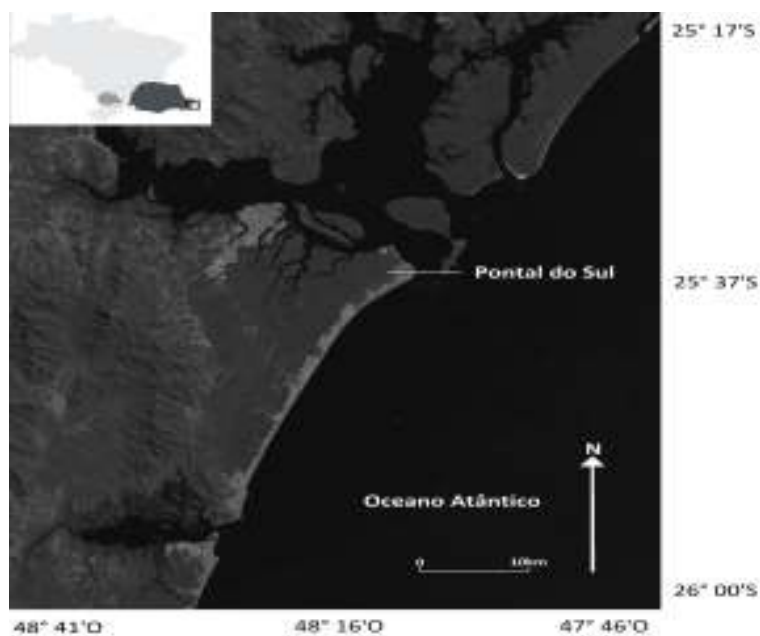


Figura 1. Mapa de localização da área de estudo.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Fundações e Tipos de Solos para Instalação

No ambiente marinho, para a concepção de uma fazenda eólica, é necessária, primariamente, a instalação de fundações devido à coluna d'água existente nesse ambiente. Todavia, para ocorrer à instalação desses equipamentos no leito oceânico, alguns parâmetros devem ser levados em consideração em um estudo preliminar da região, como a porosidade do solo, estratigrafia, taxa de sedimentação do local, idade do solo, geotecnia e sísmica. Estudos de marés, direção de ondas e correntes também devem ser estudadas antes da instalação das fundações, pois combinadas com as forças de vento que atingem a turbina constantemente, podem gerar fadiga e conseqüentemente danos a essas estruturas. A profundidade média de perfuração para a instalação destas estruturas é de aproximadamente 25 m no solo oceânico, podendo aumentar de acordo com a altura da torre a ser instalada (DeJong & Westgate, 2005).

Após a realização dos estudos preliminares, e necessária a escolha do tipo de fundação a ser utilizada, levando em consideração a composição sedimentar do solo oceânico do local estudado. Atualmente, o mercado disponibiliza diversos modelos de fundações levando em consideração a economia, resistência do equipamento ao longo do tempo, e tipo de solo que será instalado. O modelo mais comum de fundação para turbinas *offshore* é o de

Monoestaca (Fig. 2 (A)). Esta turbina possui um desenho simples, que consiste em um tubo cilíndrico com uma estrutura subtransicional que conecta a estaca na torre da turbina, de forma eficiente, desde a parte mais alta da torre até abaixo da superfície da água no solo oceânico. A monoestaca é cravada no leito oceânico até a profundidade desejada, sendo descartado seu uso em leitos rochosos. (DeJong & Westgate, 2005).

A fundação do tipo Treliza (Fig. 2 (B)) é de uma estrutura com estacas de aço entrelaçadas que aumenta a sua estabilidade, diminui a resistência a passagem de ondas e correntes. Possui maior superfície de contato com o solo e resistência aos impactos de ondas. Este tipo de fundação é mais utilizada em fundos oceânicos arenosos, facilitando sua instalação (Offshore Wind, 2010).

A fundação do tipo Tripé (Fig. 2 (C)) é composta de uma estrutura de aço com três pernas que apóiam a estaca principal. Para a sua instalação é necessário aprofundar a estaca principal e subsequentemente as laterais até a profundidade desejada. A desvantagem deste tipo de fundação é a de que não pode ser usada em um leito oceânico rochoso (Offshore Wind, 2010).

A fundação do tipo Triestacas (Fig. 2 (D)) consiste em três pilares de aço que são encaixados em uma estrutura de três estacas acima do nível do mar. De acordo com os fabricantes, elas podem ser utilizadas em profundidades entre 25 e 50 m. Só podem ser utilizadas em sedimentos arenosos (DeJong & Westgate, 2005).

Fundações do tipo Gravidade (Fig. 2 (E)) consistem em um grande bloco de concreto, onde a torre da turbina eólica é fixada. Fundações de gravidade são utilizadas em alguns parques eólicos europeus, em lâmina d'água até 10 m. Esse tipo de fundação é muito útil para fundos oceânicos rochosos, havendo maior facilidade de instalação nesse tipo de solo do que os outros tipos de fundações, descritas acima (Offshore Wind, 2010).

A estaca de Sucção (Fig. 2 (F)) consiste no encaixe de um tubo com a parte superior fechada no leito oceânico arenoso. No interior desse tubo é retirado todo o ar existente, ocorrendo uma diferença de pressão entre a parte interna e externa da fundação, fazendo com que esse equipamento rompa o solo até grandes profundidades, adquirindo grande resistência a impactos de ondas e correntes. É importante que a construção seja ajustada de forma uniforme, pois assim constrói-se uma base vertical e segura. Não é necessário o fundeio de estacas para instalar a base de sucção. Utilizável somente em fundos marinhos arenosos.

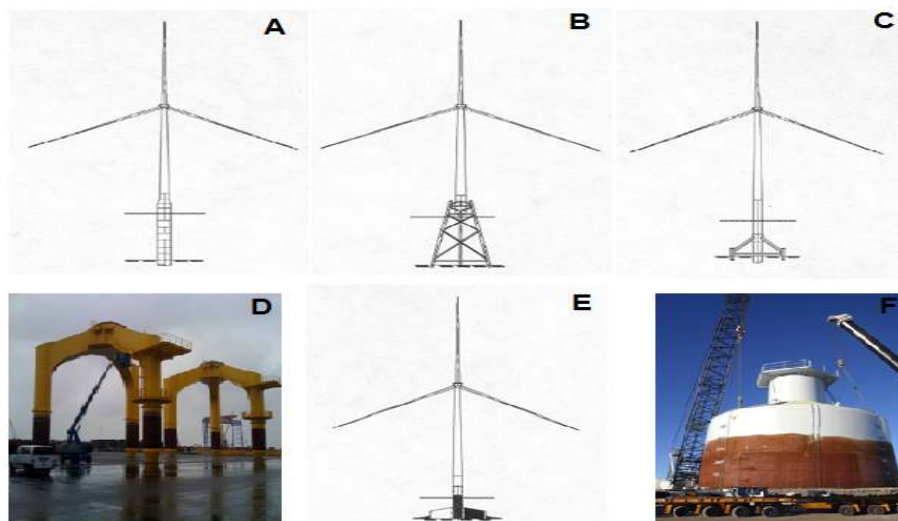


Figura 2. Tipos de fundações: (A) Monoestaca, (B) Treliza, (C) Tripé, (D) Triestacas, (E) Gravidade e (F) Sucção.

Neste estudo, para a análise da composição sedimentar do fundo marinho, foi considerada a região que compreende desde a desembocadura Sul do Complexo Estuarino de Paranaguá - CEP, até o balneário de Praia de Leste, no município de Pontal do Paraná, a fim de indicar o melhor tipo de fundação para a região. Foram utilizados dados secundários disponíveis na literatura, como os de Vieira dos Santos (1850), Lamour *et al.* (2004), Veiga *et al.* (2006), e Lamour *et al.* (2007).

3.2 Esforços de Ondas e Correntes Sobre Fundações

Os esforços de ondas contêm grandes quantidades de energia cinética e força de pressão que produzem grandes e repetidos impactos nas estruturas dos aerogeradores. Deve-se levar em conta, também, que os impactos de ondas em estruturas localizadas longe da costa tendem a ser mais elevadas devido à maior velocidade do vento, maiores profundidades da lâmina d'água e maiores forças das ondas incidindo na fundação e na torre (DeJong & Westgate, 2005).

Os esforços provenientes de correntes consistem de dois a quatro parâmetros, dependendo da profundidade e localização geográfica: correntes geradas por ventos, correntes geradas por marés, quebra de ondas (em águas rasas) e circulação oceânica. As correntes geradas por vento e marés são identificadas através das velocidades das correntes, que variam com a profundidade, gerando esforços maiores na parte superior das fundações (DeJong & Westgate, 2005).

Para a análise dos aspectos físicos de correntes marinhas da região costeira de Pontal do Sul, foram utilizados dados secundários que caracterizam esses processos na região, como os de Portobrás (1983), Camargo *et al.* (1995), Marone *et al.* (1997), Noernberg (2001) e Lima *et al.* (2009).

3.3 Área para Instalação

A tecnologia existente hoje possibilita o desenvolvimento de fazendas eólicas marinhas em profundidades de até 30 m ou mais, sendo que as áreas mais profundas poderão ser exploradas em um futuro próximo, com o ganho de experiência (particularmente na Europa) e avanços tecnológicos.

Recentemente projetos como o *Barrow* no Reino Unido e o Q7 na Holanda tiveram profundidades médias de 23 e 24 m, respectivamente. Contudo, esses projetos não estão operando há muito tempo, não podendo ser avaliado ainda os custos efetivos e adequações de tais instalações. O projeto *Beatrice*, na costa da Escócia, foi construído em profundidade de aproximadamente 45m (DeJong & Westgate, 2005; Helimax, 2008).

No que diz respeito às restrições físicas, na Tabela 1 é mostrado um *ranking* de locais para a escolha próxima do ideal levando em conta diversas características (Helimax, 2008).

Tabela 1 - Locais favoráveis à instalação de fazendas eólicas em ambiente *offshore*.

Características	Desfavorável	Pouco Favorável	Favorável	Muito Favorável
Profundidade Média (m)	20-30	18-20	15-18	5-15
Distância da Costa (km)	14+	7-14	4-7	0.5-4
Impacto Visual (km costa-afora)	0-1	1-3	3-9	9+
Densidade Populacional (residentes/km ²)	45+	20-45	5-20	0-5

Construções como rodovias submersas, hidrovias e naufrágios legalmente protegidos são consideradas restrições físicas. Foram então elaboradas regras, com distâncias mínimas de segurança (Tab. 2) (Helimax, 2008).

Tabela 2 - Restrições e distâncias de segurança para a instalação de fazendas eólicas.

Restrições	Distâncias Segura (m).
Rotas comerciais subaquáticas de trens e hidrovias	1.000
Naufrágios protegidos	500
Rodovias submersas	150
Linha de costa	500
Grandes lagos e pântanos costeiros	Proibido, não há distância de segurança
Reserva ambiental	Proibido, não há distância de segurança
Área de interesse ambiental	Proibido, não há distância de segurança
Parques nacionais	Proibido, não há distância de segurança
Áreas protegidas	Proibido, não há distância de segurança

Utilizando as estimativas obtidas das ondas e correntes locais e da análise sedimentar da região, entre outros parâmetros, foi possível inferir uma área em ambiente *offshore* onde futuramente poderia ser instalado um parque eólico, levando em consideração a metodologia de Helimax (2008). A literatura consultada incluem os trabalhos de Paraná Mar & Costa (2006), DHN (2008) e IBGE (2009).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Esforços de Ondas e Correntes Sobre Fundações

No litoral paranaense foram realizados três levantamentos sobre dados de ondas. O primeiro foi realizado entre os meses de agosto e dezembro de 1982, com um ondógrafo instalado entre a Praia de Leste e o arquipélago de Currais. Este estudo revelou a existência de dois trens preferenciais de ondas, provenientes das direções ENE e SSE/SE, e que as ondas mais altas vêm do quadrante SE (Portobrás, 1983)

O segundo levantamento, efetuado por Marone *et al.* (1997), em períodos de verão, indica que as ondas que adentram o Complexo Estuarino de Paranaguá, pelo setor entre a ilha da Galheta e o balneário de Pontal do Sul,

mostram que as alturas significativas são menores do que 0,5 m, com períodos da ordem de 7 s, com direção média principal de chegada de ondas de SE.

Lima *et al.* (2009), utilizando o dispositivo S4ADW (*InterOcean System Directional Wave Instrument*), coletaram dados de direção dos trens de ondas de outubro de 2006 até janeiro de 2008, entre os balneários de Shangri-lá e Ipanema, na isóbata de 10m, revelando trens de onda com direção predominante de SE.

Para dados de correntes, Camargo *et al.* (1995), baseando-se no deslocamento de garrafas de deriva ao longo da costa, concluíram que o fluxo principal das correntes de deriva litorânea na região é para a direção Norte.

Noernberg (2001), utilizando imagens de satélite Landsat 7 (Fig. 3), observou plumas de sedimentos entre a zona de *surfe* e a plataforma rasa nesta região, proveniente da resuspensão de sedimentos pela ação das ondas sobre o fundo da área, devido à presença de mega correntes de retorno com características erosivas, ultrapassando a isóbata de 10 m. Nestas condições de energia, poder haver trocas importantes de propriedades e constituintes entre a zona de *surfe* e a plataforma rasa. O mesmo autor ainda observou a inexistência de correntes de retorno em Pontal do Sul, sendo que essas correntes começam a aparecer a partir do Balneário Atami, com espaçamento entre elas de 150 m, com comprimento transversal à costa, de 170 m.

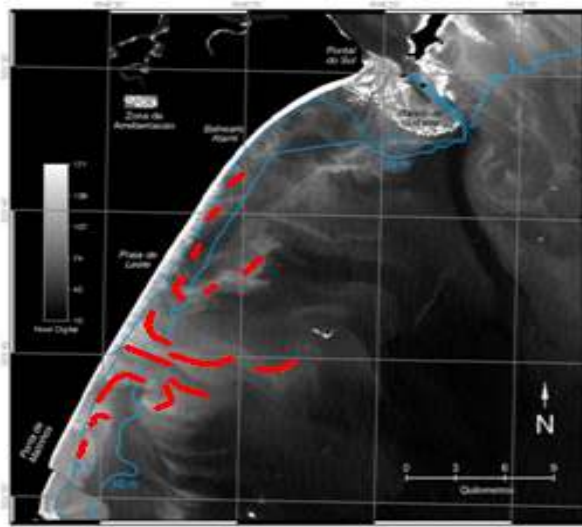


Figura 3: Correntes de retorno e megacorrentes (vermelho) de retorno no balneário de Praia de Leste. Fonte: Noernberg (2001).

Os dados sobre a direção dos trens de onda e das correntes de deriva litorânea foram importantes, pois revelam um padrão de direção para SE e N respectivamente. Segundo DeJong & Westgate, (2005), esses tipos de esforços combinam-se com os esforços de vento que atingem a turbina, podendo avariar a fundação se tiverem a mesma direção, com fortes intensidades.

Os dados de correntes de retorno ajudaram a classificar melhor os possíveis locais para a instalação das fundações na região. Pode-se afirmar que Pontal do Sul é o melhor local estudado, pois não sofre influência de correntes de retorno com características erosivas. Noernberg (2001) concluiu que pode haver trocas importantes de propriedades e constituintes entre a zona de *surfe* e a plataforma rasa, onde ocorrem esses fenômenos, sendo importante haver uma distância de segurança das fundações em relação às correntes de retorno, pois podem gerar esforços de fadiga na fundação, dependendo da sua intensidade, podendo afetar a sua estabilidade, devido a erosões (DeJong & Westgate, 2005).

4.2 Composição Sedimentar e Tipo de Fundação

Lamour *et al.* (2004), estudando as áreas das desembocaduras Norte e Sul do CEP, constataram que predominam areias finas a médias na desembocadura Sul, e areias finas à grossas na desembocadura Norte, de moderadamente a bem selecionados no Sul e moderadamente à pobremente selecionados na Norte. Em ambas as desembocaduras ocorrem o predomínio de areias finas, tanto na sua porção externa quanto na porção próxima da plataforma rasa adjacente. Outro ponto marcante que pode ser observado é a concentração de areias muito finas na porção distal da plataforma rasa (Lamour *et al.*, 2007).

Veiga *et al.* (2006) analisaram a composição sedimentar na porção central da plataforma continental paranaense, que apresentou grande predominância de areias finas, ocorrendo corpos de areia média a grossa entre os 10 e 15 m de profundidade e junto à costa (5 – 10 m), havendo também uma faixa muito fina de silte e argila (Fig. 4).

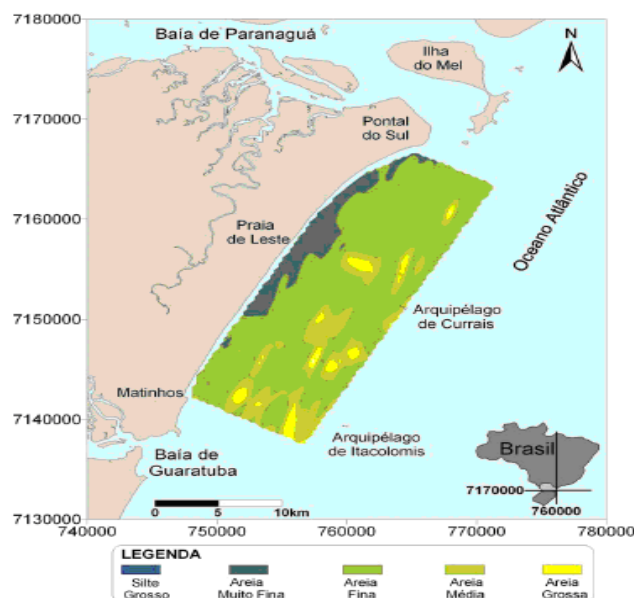


Figura 4: Distribuição da média granulométrica nos sedimentos de fundo da face da costa da porção central do litoral paranaense. Fonte: Veiga *et al.* (2006).

Com essa composição sedimentar, e utilizando parâmetros da empresa Offshore Wind (2010), e estudos de DeJong & Westgate (2005), é possível inferir que podem ser utilizados para fundação dos aerogeradores os modelos do tipo Sucção, Triestacas, Tripés, Treliças e Monoestaca, descritos anteriormente. Já a fundação de Gravidade não é aconselhável, visto que não ocorre fundos oceânicos rochosos na região, podendo esta fundação recalcar com o tempo, ou romper o solo. Para a instalação deste tipo de fundação, seriam necessários estudos geotécnicos da região, os quais não foram encontrados na bibliografia disponível, para inferir a resistência desse solo.

As informações secundárias sobre a composição sedimentar também possibilitou avaliar um possível local para a implantação das fundações. Os estudos de Veiga *et al.* (2006) e Lamour *et al.* (2004) mostraram que o litoral central paranaense é dominado por sedimentos arenosos, sendo possível a instalação das fundações em qualquer parte dessa região. Mas levando em consideração os resultados obtidos no item 4.1, fica evidente que a região de Pontal do Sul seria o melhor local para a instalação das fundações, pois é a única região que não ocorre correntes de retorno.

Também devem ser considerados eventuais movimentos tectônicos na área, que poderiam influenciar as eventuais estruturas dos aerogeradores. Todavia, não existem sismógrafos instalados na região. Vieira dos Santos (1850) relata a ocorrência de dois eventos sísmicos neste trecho da costa. O primeiro aconteceu no ano de 1789, na cidade de Cananéia, no Estado de São Paulo, ao Norte da região estudada, onde foi relatada a ocorrência de “ressacas” e condições adversas na baía de Cananéia, logo após o abalo. O segundo foi em Paranaguá, no ano de 1845. Assim, seriam necessários estudos mais detalhados sobre este aspecto, também.

4.3 Área para Instalação

De acordo com os dados anteriores, é possível inferir que o balneário de Pontal do Sul é o melhor local para a instalação das fundações em ambiente *offshore*. Analisando aspectos deste balneário com os conflitos demonstrados por Helimax (2008) (Tab. 1 e 2) para a escolha de um local, foram encontrados diversos conflitos, discutidos abaixo (Fig. 5 e Fig. 6).

Segundo o IBGE (2009), o Município de Pontal do Paraná tem uma densidade populacional de 94 hab/km², com uma pequena extensão territorial (200,5 km²) e uma população de 17.820 habitantes. Comparando esse valor com a Tabela 2, pode-se determinar que não é viável a instalação de um parque eólico em ambiente *onshore*, pois poderia gerar diversos impactos, tanto visuais como sonoros. Em ambiente *offshore* não haveria esse problema, visto que os impactos citados acima seriam bem menos perceptíveis.

Ainda utilizando a Tabela 2, juntamente com os dados batimétricos e de distância da costa fornecidos pela Carta Náutica n° 1.820 (DHN, 2008), que abrange o litoral central paranaense, foi possível localizar um local propício para a instalação dos aerogeradores (Fig. 5).

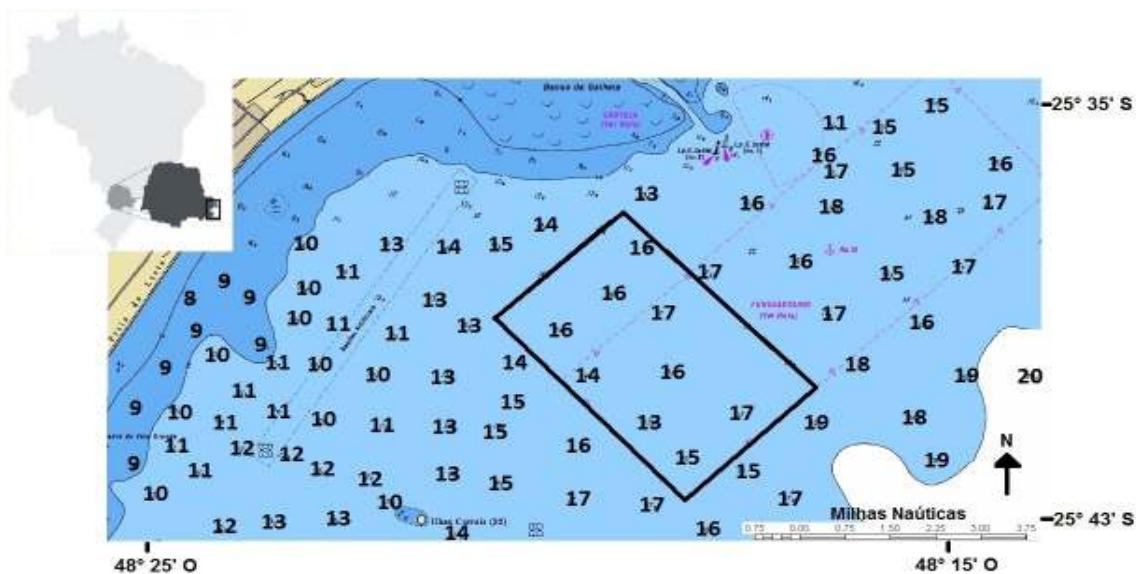


Figura 5: Local sugerido para a instalação de um parque eólico no Balneário de Pontal do Sul (área retangular em preto).

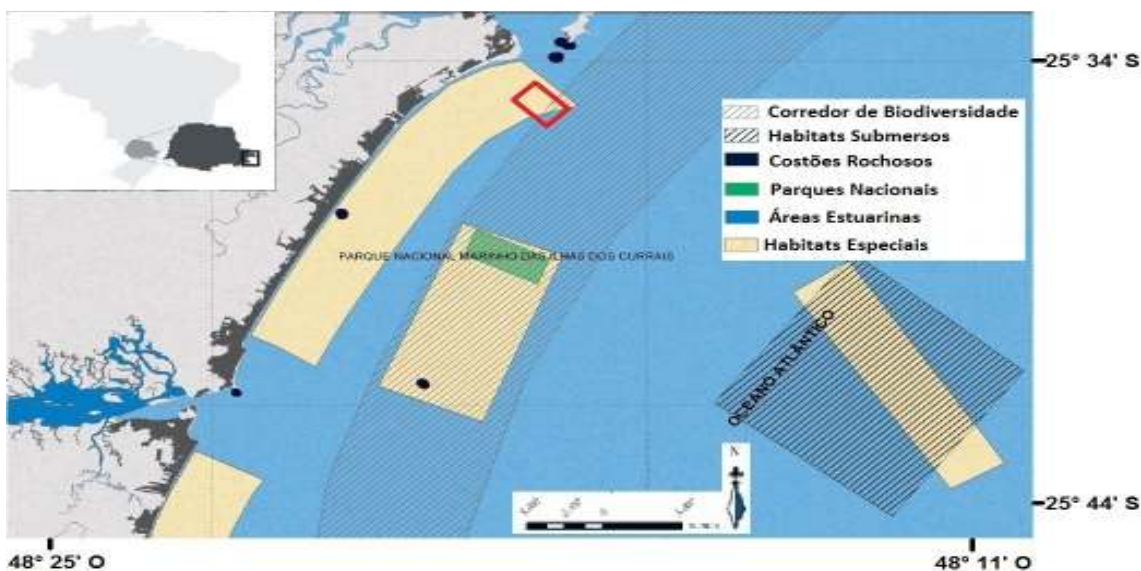


Figura 6: Parques e habitats especiais no litoral central paranaense. Em vermelho, possível local para instalação.

Este local apresenta distância de pouco mais de 5 km da costa, apresentando profundidades variando de 13 a 17 m, sendo consideradas favorável e muito favorável por aquela classificação. O problema encontrado nessa região é a de que ela é utilizada como fundeadouro para navios que estão aguardando a liberação de acesso para o porto de Paranaguá. Seria necessária uma mudança de local do fundeadouro da região atual, visto que navios podem atracar em maiores profundidades do que as encontradas na região escolhida, ou em áreas adjacentes.

Em relação à Tabela 2, a região apresenta várias áreas de conflito de usos com a atividade proposta neste trabalho (Fig. 6). Existem áreas de preservação ambiental, como parques nacionais, corredores de biodiversidade, habitats submersos e habitats especiais (Paraná Mar & Costa, 2006).

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação aos tipos de fundação, a região mostrou-se apta a receber estruturas de aerogeradores. Os modelos de fundação que poderiam ser utilizados são os do tipo Sucção, Triestacas, Tripés, Trelças e Monoestaca, pois todos podem ser implantados em sedimentos arenosos, que dominam na costa central do litoral paranaense. Mas estudos mais detalhados, com levantamentos sísmicos e geotécnicos, que abranjam 25 a 30 m (ou mais) de profundidade

abaixo do fundo marinho seriam necessários para confirmar essa hipótese, pois estas estruturas necessitam de perfis estratigráficos homogêneos para a sua estabilidade (Christófaró *et al.*, 2010).

O regime de ondas e correntes também foram satisfatórios, revelando que as direções de propagação, podem sofrer mudanças durante as estações do ano, aumentando suas intensidades nos períodos de inverno. Os estudos realizados na região também revelaram a ocorrência de correntes de retorno, que poderiam afetar as estruturas a serem colocadas, importantes na delimitação de uma possível área para a implantação em costa-afora proposta neste estudo (Christófaró *et al.*, 2010).

A região proposta fica próxima à desembocadura Sul do CEP, sobrepondo-se a uma área de fundeadouro dos navios que aguardam a entrada para o porto de Paranaguá, gerando conflito de uso. Essa área também é utilizada por aves migratórias vindas da América do Norte no verão, em busca de abrigo e alimentos. O local também tem diversos navios afundados que servem de abrigo para organismos marinhos, e recifes de corais artificiais (DHN, 2008). Também existem nas adjacências dois parques nacionais, o de Superaguí e o da Ilha de Currais, o que limitaria, talvez, a implantação deste tipo empreendimento na região (Christófaró *et al.*, 2010).

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Camargo, R; Marone, E; Guimarães, M. R, F; Prata Junio, V. P.; Klinguefuss, M. S. 1995. Caracterização física das condições oceanográfica, meteorológicas e costeiras das zonas estuarinas da Baía de Paranaguá, In: Congresso Latino-Americano de Ciências do Mar, 6., Mar Del Plata, Argentina. Resumos. P. 129.
- Christófaró, B.R.; Nadal, C. A.; Soares, C.R. Estudo do potencial eólico em *offshore* para a geração de energia elétrica no litoral do Paraná. 99 f. Monografia (Graduação). Centro de Estudos do Mar – CEM. Universidade Federal do Paraná: Curitiba, 2010.
- DeJong J. T.; Westgate, Z. J. 2005. Geotechnical Considerations for offshore wind turbines. Disponível em: < <http://www.usowc.org/pdfs/GeotechOffshoreFoundations-MTC-OWC.pdf> >. Acesso em: 09/06/10.
- DHN – Diretoria de Hidrografia e Navegação. 2008. Carta Náutica nº1820 modelo raster. 2008. Disponível em: < http://www.mar.mil.br/dhn/chm/cartas/download/cartasbsb/cartas_eletronicas_Internet.htm >. Acesso em 19/10/10.
- GWEC - Global Wind Energy Council. 2009. Report 2009.
- Helimax Energy inc. 2008. Analysis of future offshore wind farm development in Ontario. Disponível em: < <http://www.waterkeeper.ca/documents/2008-11-Helimax2008.pdf> > . Acesso em: 09/06/10
- IBGE- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. 2009. Manual Técnico da Vegetação Brasileira. Disponível em: < <http://biblioteca.ibge.gov.br> >. Acesso em: 08/06/10.
- Lamour, M. R.; Carrilho J. C.; Soares, C. R. 2004. Mapa dos parâmetros texturais dos sedimentos de fundo do Complexo Estuarino de Paranaguá – PR. Bolet. Paraná. de Geociências. n. 55, p. 77 – 82.
- Lamour, M. R.; Aangulo, R. J. ; Marone, E. 2007. Dinâmica sedimentar do Canal da Galheta, via de acesso ao Porto de Paranaguá – PR. Dissertação (Mestrado). Departamento de Ciências da Terra. Universidade Federal do Paraná. Curitiba.
- Lima, M. G. P.; Marone, E.; Noernberg, M. A.; Júnior, J. B. P. N.; Ângulo, R. J. 2009. Clima de ondas no Estado do Paraná. VIII Simpósio sobre Ondas, Marés, Engenharia Oceânica e Oceanografia por Satélite – OMAR-SAT.
- Marone, E; Mantovanelli, A.; Noernberg, M. A.; Klingenfuss, M. S.; Lautert, L. F. C.; Prata Juniot, V. P. 1997. Caracterização física do complexo estuarino da Baía de Paranaguá. Pontal do Sul: UFPR. v. 2. Relatório Consolidado do convênio APPA/CEM.
- Millais, C. 2005. Relatório Wind Force 12: segurança global a partir do vento. Revista ECO 21, Rio de Janeiro, n. 104.
- Noernberg, M. A. 2001. Processos Morfodinâmicos no Complexo Estuarino de Paranaguá – PR – Brasil: Um Estudo a Partir de Dados in Situe LANDSAT – TM. Curitiba. Tese (Doutorado em Geologia). Universidade Federal do Paraná.
- Offshore Wind. Foudations for wind turbines. 2010. Dena – Deutsche Energie-Agentur, Dinamarca.
- Paraná Mar & Costa. 2006. Subsídios ao Ordenamento das Áreas Estuarina e Costeira do Paraná. Programa Nacional de Meio Ambiente – PNMA II. Curitiba – Paraná.
- Portobrás. 1983. Relatório de apresentação das medições meteorológicas observadas em Pontal do Sul, Paranaguá – PR, período ago. a dez. 1982. Rio de Janeiro: INPH. 189 p.
- Veiga, F. A.; Angulo, J. A.; Marone, E. Processos morfodinâmicos e sedimentológicos na plataforma continental rasa paranaense. 2006. Dissertação (Doutorado). Setor de Ciências da Terra. Universidade Federal do Paraná. Curitiba.
- Vieira dos Santos, A. 1850. Memória histórica da cidade de Paranaguá e seu Município. Curitiba: Publicação da Seção de História do Museu Paranaense (1951). 2 v.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

SIMULATED ANNEALING APLICADO NA PROGRAMAÇÃO DE ALOCAÇÃO DOS NAVIOS

Merhy Heli Paiva Rodrigues¹, Catia Maria dos Santos Machado², Milton Luiz Paiva de Lima³

¹Universidade Federal Rio Grande
Av. Itália km 8 Bairro Carreiros
merhyheli@hotmail.com

²Universidade Federal Rio Grande
Av. Itália km 8 Bairro Carreiros
catiamachado@furg.br

³Universidade Federal Rio Grande
Av. Itália km 8 Bairro Carreiros
mlplfurg@gmail.com

RESUMO

Neste artigo apresenta-se um modelo discreto para um dos problemas presentes no setor portuário, Problema de Alocação de Berços, no qual aborda a programação e a alocação de navios às áreas de atracação ao longo de um cais, minimizando assim o tempo de espera dos navios em fila. O problema é modelado como um Problema de Roteamento de Veículos com Múltiplas Garagens e Janelas de Tempo. A metodologia utilizada para solucionar o Problema de Alocação de Berços é baseada na técnica e na implementação do Simulated Annealing. Um software foi desenvolvido com o auxílio da linguagem de programação Delphi® de forma a permitir uma programação de atracação dos navios aos berços em um sistema informatizado que procura minimizar filas e esperas desnecessárias. Preenchendo os dados no sistema, automaticamente a embarcação é colocada na posição onde irá operar. Através da programação de alocação dos navios é possível observar a eficácia do algoritmo bem como a aplicabilidade do modelo a situações reais.

Palavras-chave: Alocação, Navios, Simulated Annealing, Porto.

1. INTRODUÇÃO

O comércio internacional tem assumido proporções significativas, merecendo destaque os volumes transportados pelo modal marítimo. Uma grande porcentagem das operações de comércio internacional é realizada pelo transporte marítimo. Portanto, os portos desempenham um papel importante como elo entre os modais terrestre e marítimo. (VIEIRA, 2006)

Segundo Arruda e Bastos (2000) um porto eficiente, e operacionalmente eficaz, cuida não só de estabelecer tarifas justas e competitivas, mas responde também a ótica dos clientes, para os quais o que realmente interessa é o custo total e a eficiência da operação portuária.

Para Fleury (1998), nos portos estão as maiores oportunidades para redução dos custos de transporte, também nos portos começam a aparecer resultados em relação às reduções de preços e melhoria dos serviços.

Um problema que tem chamado à atenção de muitos pesquisadores é o problema portuário que aborda a programação e a alocação de navios às áreas de atracação ao longo de um cais, de acordo com Silva e Coelho (2007), é uma lacuna a ser explorada no que se refere à pesquisa e métodos.

O objetivo do trabalho é desenvolver uma ferramenta alternativa para a resolução do Problema de Alocação de Berços (PAB), diferenciando-se dos demais estudos encontrados, criando um modelo mais próximo da atividade praticada nos portos. Leva em consideração as seguintes variáveis: conjunto de navios com os horários de chegada prevista ao porto, horário de funcionamento e capacidades (em relação ao comprimento) dos berços disponíveis, duração de atendimento esperado dos navios, horário de término da janela de tempo e o custo de estadia (o custo por unidade de tempo).

2. PROBLEMA DE ALOCAÇÃO DE BERÇOS

Segundo Moon (2000) o problema de alocação de berços consiste em determinar o período de acostagem e as posições de cada navio no terminal portuário. Cada embarcação requer uma quantidade específica de espaço no cais durante um período predeterminado de tempo para carregar e descarregar contêineres.

Conforme Guan e Cheung (2004), o PAB pode ser descrito como um problema que consiste em atribuir os navios que chegam a um determinado porto aos berços, de modo que cada navio seja alocado em um berço em um período de tempo para realizar as atividades de carga e descarga de mercadorias com o intuito de reduzir os custos operacionais.

O Problema de Alocação de Berços (PAB) consistem em atribuir os navios que chegam a um determinado porto para as “posições” de atracações disponíveis ao longo de um cais (berços). Mas enfrentam duas decisões inter-relacionadas: *onde* e *quando* os navios devem atracar. Os navios que chegam ao porto irão atracar no berço mais conveniente, ou em um berço livre que possa recebê-los. Caso não haja berços livres adequados à operação do navio em questão, este navio irá para uma fila de navios aguardando atracação. Deste modo, o tempo que o navio fica aguardando um berço de atracação em fila é o parâmetro que se utiliza como principal nível de serviço na área portuária (FERNANDES, 2001; CORDEAU et al., 2005).

3. MODELAGEM E FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO PROBLEMA

Neste trabalho, o Problema de Alocação de Berços (PAB) é tratado em sua forma discreta, onde o cais é dividido em um conjunto finito de berços, e a dimensão espacial é ignorada.

Como observado por Legato et al. (2001), o PAB pode ser modelado como um Problema de Roteamento de Veículos com Garagens Múltiplas e Janelas de Tempo (ver Cordeau, 2001). Neste trabalho, o PAB é representado inicialmente através do modelo matemático proposto por Cordeau et al (2005).

Assim, no modelo PAB, os navios são tratados como clientes e os berços como garagens ou depósitos (cada um com seu veículo específico). Existem “*m*” veículos (uma para cada garagem), sendo que cada um inicia e termina sua “rota” na sua própria garagem. Os navios são modelados como vértices em um multigrafo (grafos que permitem arestas paralelas e laços), onde cada garagem (berço) ainda é dividida em um vértice de origem e um de destino. Esses vértices de origem e destino são criados no modelo a fim de fazer corresponder ao período de funcionamento dos berços.

O modelo descrito por Cordeau et al (2005), é tratado em sua forma discreta e pode ser representado por um multigrafo $G^k = (V^k, A^k)$, $\forall k \in M$, onde $V^k = N \cup \{o(k), d(k)\}$ e $A^k \subseteq V^k \times V^k$.

A representação dos conjuntos, as variáveis e constantes utilizadas no modelo são descritos abaixo.

N conjunto de navios;

M conjunto de berços;

$x_{ij}^k \in \{0,1\} \forall k \in M, \forall (i,j) \in A^k, x_{ij}^k = 1$ se o navio j é atendido pelo berço k após o navio i ;

$T_i^k \forall k \in M, i \in N$ é o horário que o navio i atracou no berço k ;

$T_{o(k)}^k \forall k \in M$, é o horário que o primeiro navio atracou no berço k ;

$T_{d(k)}^k \forall k \in M$, é o horário que o último navio atracou no berço k ;

t_i^k é a duração do atendimento do navio i no berço k ;

a_i horário de chegada para o navio i ;

b_i horário de término de janela de tempo (horário limite do atendimento do navio) para o navio i ;

v_i valor (custo) de tempo de serviço para o navio i ;

s^k horário de abertura do berço k ;

e^k horário de fechamento do berço k ;

$M_{ij} = \max\{b_i + t_i^k - a_j, 0\}, \forall k \in M$ e $\forall (i,j) \in N$.

O modelo apresentado por Cordeau et al (2005) é formulado como:

Minimizar:

$$z = \sum_{i \in N} \sum_{k \in M} v_i \left[T_i^k - a_i + t_i^k \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k \right] \quad (1)$$

Sujeito à:

$$\sum_{k \in M} \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k = 1 \quad \forall i \in N \quad (2)$$

$$\sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{0(k)j}^k = 1 \quad \forall k \in M \quad (3)$$

$$\sum_{i \in N \cup \{o(k)\}} x_{id(k)}^k = 1 \quad \forall k \in M \quad (4)$$

$$\sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k - \sum_{j \in N \cup \{o(k)\}} x_{ji}^k = 0 \quad \forall k \in M, \quad \forall i \in N \quad (5)$$

$$T_i^k + t_i^k - T_j^k \leq (1 - x_{ij}^k) M_{ij}^k \quad \forall k \in M, \forall (i, j) \in A^k \quad (6)$$

$$T_i^k \geq a_i \quad \forall k \in M, \forall i \in N \quad (7)$$

$$T_i^k + t_i^k \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k \leq b_i \quad \forall k \in M, \quad \forall i \in N \quad (8)$$

$$T_{0(k)}^k \geq s^k \quad \forall k \in M \quad (9)$$

$$T_{d(k)}^k \leq e^k \quad \forall k \in M \quad (10)$$

$$x_{ij}^k \in \{0, 1\} \quad \forall k \in M, \forall (i, j) \in A^k \quad (11)$$

A equação (1) representa a função objetivo que consiste em minimizar o tempo decorrido desde o momento em que os navios chegam, atracam e são atendidos, correspondendo ao custo total da alocação. A restrição (2) garante que cada navio é alocado somente a um único berço, onde o navio de índice j é atendido após o navio de índice i no berço k . A restrição (3) garante que somente um navio será o primeiro a ser atendido no berço k , ou seja, existe somente um navio de índice j que estará unido ao vértice de origem $o(k)$. Analogamente a restrição (4) garante que um único navio também será o último a ser atendido no berço k , esse navio de índice i estará unido ao vértice de destino $d(k)$. A restrição (5) garante a conservação de fluxo para os demais navios, ou seja, o atendimento para os navios alocados ao berço k , que deverão entrar e sair do respectivo berço k . A restrição (6) faz o cálculo do horário de atracação dos navios, estes precisam respeitar a capacidade dos berços. As restrições (7) e (8) garantem, respectivamente que o horário de atracação seja após a chegada dos navios e que o horário de término de atendimento do navio seja anterior ao horário limite do navio (janela de tempo). As restrições (9) e (10) garantem a não violação das janelas de tempo nos berços. Finalmente a restrição (11) garante que as variáveis de decisão sejam binárias.

3.1 Reformulação do Modelo PAB

No entanto, no modelo proposto por Mauri et al (2008) às restrições (7) e (8) são relaxadas, sendo transferidas para a função objetivo (13). De forma análoga, as restrições (9) e (10) também são transferidas para a função objetivo (14). As demais restrições são mantidas. Ainda na função objetivo são adicionados fatores de penalização w_i para cada termo.

O modelo apresentado por Mauri et al (2008) é então formulado como:

Minimizar

$$Z^* = w_0 \sum_{i \in N} \sum_{k \in M} v_i \left(T_i^k - a_i + t_i^k \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k \right) + \quad (12)$$

$$w_1 \sum_{i \in N} \sum_{k \in M} \left(\max(0, a_i - T_i^k) + \left(\max \left(0, T_i^k + t_i^k \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k - b_i \right) \right) \right) + \quad (13)$$

$$w_2 \sum_{k \in M} (\max(0, s^k - T_{0(k)}^k) + \max(0, T_{d(k)}^k - e^k)) \quad (14)$$

Sujeito à

$$\sum_{k \in M} \sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k = 1 \quad \forall i \in N \quad (15)$$

$$\sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{0(k)j}^k = 1 \quad \forall k \in M \quad (16)$$

$$\sum_{i \in N \cup \{o(k)\}} x_{id(k)}^k = 1 \quad \forall k \in M \quad (17)$$

$$\sum_{j \in N \cup \{d(k)\}} x_{ij}^k - \sum_{j \in N \cup \{o(k)\}} x_{ji}^k = 0 \quad \forall k \in M, \quad \forall i \in N \quad (18)$$

$$T_i^k + t_i^k - T_j^k \leq (1 - x_{ij}^k) M_{ij}^k \quad \forall k \in M, \forall (i, j) \in A^k \quad (19)$$

$$x_{ij}^k \in \{0, 1\} \quad \forall k \in M, \forall (i, j) \in A^k \quad (20)$$

Nesse modelo, o tempo de serviço (com seu valor de custo associado) é representado na expressão (12). A expressão (13) minimiza as violações nas janelas de tempo dos navios. Já a expressão (14) minimiza as violações nas janelas de tempo dos berços. Analisando as restrições do modelo acima, podemos notar que se trata de um Problema de Roteamento de Veículos com Garagens Múltiplas SEM Janelas de Tempo, ou seja, um problema cuja resolução é menos árdua em relação ao modelo descrito anteriormente (com janelas de tempo). O modelo (12 a 20) pode resultar em soluções inviáveis para o PAB, porém essas inviabilidades são eliminadas através da penalização w_i imposta.

4. PROPOSTA DE SOLUÇÃO

4.1 Simulated Annealing Adaptado ao PAB

Simulated Annealing (SA) trata-se de uma técnica de busca local probabilística, que se baseia em uma analogia com a termodinâmica, ao simular o resfriamento lento da matéria, após ser aquecida.

O algoritmo *Simulated Annealing* descrito a seguir, tem como ideia principal permitir que a movimentação dentro do espaço de busca possa ir para um ponto de custo superior, ou seja, possibilita a deteriorização da solução atual para que seja possível evitar mínimos locais. O procedimento é inspirado no fenômeno físico de resfriamento de metais. Inicialmente, com o metal quente, as partículas possuem muita energia e podem se locomover aleatoriamente sem restrições. A partir do momento que a temperatura vai esfriando, as moléculas tendem a se acomodar na estrutura cristalina natural do material em uso. Esta acomodação é baseada no princípio de minimização da energia total do metal.

Enquanto a temperatura é alta, mesmo atingindo uma região mais estável (melhor valor da função objetivo) ainda é possível um salto aleatório para qualquer outra posição. Estudos mostram que se a temperatura é resfriada lentamente, a estrutura final tende a ser a de menor energia, definida pelo tipo de material, que é o ótimo global da função. Se a temperatura não for reduzida suficientemente lenta, um mínimo local poderá ser atingido.

A seguir apresenta-se o algoritmo SA implementado, de acordo com Mauri et al. (2008):

1. DADO (α, SA_{max}, T_0 e T_c) FAÇA
2. GERAR (uma solução S através da heurística de distribuição);
3. AVALIAR (a solução S através da heurística de programação);
4. $S^* \leftarrow S$; {Melhor solução obtida até então}
5. $IterT \leftarrow 0$; {Número de iterações na temperatura T }
6. $T \leftarrow T_0$; {Temperatura corrente}
7. ENQUANTO ($T > T_c$) FAÇA
8. ENQUANTO ($IterT < SA_{max}$) FAÇA
9. $IterT \leftarrow IterT + 1$;
10. GERAR (um vizinho qualquer S' através de um dos mov. de troca);
11. AVALIAR (a solução S' através da heurística de programação);
12. $\Delta \leftarrow f(S') - f(S)$;
13. SE ($\Delta < 0$) $S \leftarrow S'$;

```

14.     SE  $(f(S') < f(S^*)) S^* \leftarrow S'$ ; FIM SE
15.     SENÃO
16.     TOMAR  $(x \in [0, 1])$ ;
17.     SE  $(x < e^{-\Delta/T}) S \leftarrow S'$ ; FIM SE
18.     FIM SE
19.     FIM ENQUANTO
20.      $T \leftarrow \alpha T$ ; IterT  $\leftarrow 0$ ;
21.     FIM ENQUANTO
22.      $S \leftarrow S^*$ ;
23.     RETORNAR (S) .

```

É interessante discutirmos sobre algumas linhas do algoritmo acima.

A linha 1, apresenta os dados de entrada, α é a taxa de resfriamento, SA_{max} número máximo de iterações, T_0 temperatura inicial e T_c temperatura corrente.

Na linha 2, obtém-se uma solução inicial através da heurística de distribuição (são criados inicialmente m berços vazios. Os n navios são organizados por ordem de chegada ao porto, e são distribuídos sequencialmente aos berços de forma aleatória, porém sempre verificando se o berço selecionado poderá atender o navio em questão).

Na linha 3, a solução inicial é avaliada através da heurística de programação (são efetuados os cálculos do horário de atracação de cada navio e da função objetivo. Nessa heurística, a sobreposição de horários é eliminada através do cálculo do horário de atracação dos navios).

Na linha 4, atribui-se a S^* o valor da solução inicial S , por ser a melhor solução conhecida até este passo. Na linha 5, inicia-se o contador das iterações.

Na linha 6, atribui-se a T o valor da temperatura inicial (T_0). O parâmetro T_0 deve ser suficientemente grande para que todas as transições sejam inicialmente aceitas.

Nas linhas 7 e 8, é estabelecido o critério de parada. Enquanto a temperatura for maior que a temperatura corrente e enquanto o número de iterações for menor que o número máximo de iterações faça o passo da linha 10.

A linha 9 representa o incremento das iterações. Na linha 10, uma solução vizinha qualquer S' é gerada através de um dos movimentos de troca (estruturas de vizinhança). Os movimentos são reordenar (seleciona-se um berço e nesse berço é selecionado um navio para trocar de posição com outro navio), realocar (seleciona-se um navio de um berço, atribui esse a outro berço, obrigatoriamente esse navio deverá atender as restrições do berço), trocar navios (seleciona um navio de cada berço e troque-os de lugar, sendo que os navios devem respeitar as restrições impostas pelo berço).

Na linha 11, a solução vizinha S' é avaliada através da heurística de programação. Na linha 12, é testada a variação do valor da função objetivo (custo), isto é $\Delta = f(S') - f(S)$.

Na linha 13, se $\Delta < 0$ o método aceita a solução e S' passa a ser a nova solução corrente. Na linha 14, verifica-se se o valor corrente é menor que o valor armazenado em S^* . Em caso afirmativo, S^* recebe o valor de S' .

Da linha 15 a linha 19, se $\Delta \geq 0$ a solução vizinha candidata também poderá ser aceita, mas neste caso, com uma probabilidade $e^{-\Delta/T}$ onde, T é o parâmetro que regula a probabilidade de aceitação de soluções de pior custo.

Na linha 20, determina-se que a temperatura seja atualizada após um número fixo de iterações (o número de iterações necessárias para o sistema atingir o equilíbrio térmico em uma dada temperatura), a temperatura é gradativamente diminuída por uma razão de resfriamento α . Com esse procedimento, no início, dá-se uma chance maior para escapar de mínimos locais e, à medida que T aproxima-se de zero, o algoritmo comporta-se como um método de descida, uma vez que diminui a probabilidade de se aceitar movimentos de piora.

O procedimento para quando a temperatura chega a um valor próximo de zero (T_c) e nenhuma solução que piore o valor da melhor solução é mais aceita, isto é, quando o sistema está estável. A solução obtida quando o sistema encontra-se nesta situação evidencia o encontro de um mínimo local, o que em alguns casos também pode representar um mínimo global.

Maiores detalhes de como gerar uma solução inicial através das heurísticas de distribuição e programação, e os movimentos de troca (reordenar, realocar e trocar navios) bem como toda a técnica heurística *Simulated Annealing* são apresentadas com detalhes em Mauri et al. (2008) e Mauri (2008).

5. IMPLEMENTAÇÃO DO ALGORITMO PROPOSTO E CENÁRIOS DE ESTUDO

5.1 Software Desenvolvido

O software desenvolvido (ver Rodrigues, 2012) utiliza a técnica *Simulated Annealing* para resolver o problema e permitirá ao usuário a simulação de diferentes cenários com o intuito de encontrar a melhor alocação dos navios aos berços, com isso reduzir (minimizar) a fila de espera dos navios bem como calcular a melhor janela de tempo a ser oferecida ao armador pelo terminal.

O software é baseado em informações prévias sobre data e horário de chegada dos navios, duração da janela de tempo (período de tempo em minutos oferecido pelo terminal ao armador, para que o navio num determinado dia

possua a garantia de um berço reservado para atracação ou o pagamento de penalidades pelo terminal caso esse chegue na janela determinada e não possa atracar em virtude de não haver disponibilidade de berço). A partir da informação sobre os horários e datas, o software distribui e programa os navios aos berços ao longo do período previamente estabelecido (aproximadamente a programação é de 2 meses de antecedência disponibilizada por um Terminal de Contêineres no Porto de Rio Grande).

A programação de alocação dos navios é realizada com o menor custo possível que o Terminal terá que pagar caso algum berço não esteja disponível quando o navio chegar dentro da sua janela de tempo. O programa foi desenvolvido com o auxílio da linguagem de programação Delphi®, pois este permite incluir diversas facilidades de simulação e possibilita a representação de aspectos dinâmicos, dessa forma tornando o modelo mais aderente à realidade que se deseja representar.

A sugestão do método de resolução do PAB é idealizada para uso genérico, de modo que possa se adaptar a qualquer terminal portuário modificando-se alguns parâmetros.

Para uma melhor compreensão sobre a programação de alocação que o software proporciona, será abordado um exemplo, com 5 navios que necessitam ser alocados em 2 berços disponíveis no Terminal num determinado período de tempo.

Primeiramente o usuário insere os dados dos navios no software conforme Tab.1, através de uma planilha Excel.

Tabela 1. Lista dos dados dos navios.

Nome do Navio	Hora de Chegada Prevista	Comprimento (m)	Tempo de Atendimento	Janela de Tempo (bi)	Custo por minuto (R\$)	Data de Chegada Prevista
Navio 01	08:15:00	104	11:40:00	22:00:00	1	17/02/2012
Navio 02	03:00:00	90	10:50:00	14:40:00	1	18/02/2012
Navio 03	05:16:00	130	09:35:00	16:00:00	1	18/02/2012
Navio 04	16:00:00	260	09:35:00	23:50:00	1	18/02/2012
Navio 05	16:00:00	120	05:00:00	23:00:00	1	19/02/2012

O próximo passo é cadastrar os berços disponíveis no Terminal, a Tab. 2 e Tab. 3 mostra os dados necessários para cadastrar os berços.

Tabela 2. Lista de berços.

Nome do berço	Capacidade (metros)	Dias de Operação
Berço 1	320 m	SEG, TER, QUA, QUI, SEX, SAB, DOM
Berço 2	205 m	SEG, TER, QUA, QUI, SEX, SAB, DOM

Tabela 3. Intervalo abertura dos berços.

	Berço 1	Berço 2
Seg	00:00:00 23:50:00	Seg 00:00:00 23:50:00
Ter	00:00:00 23:50:00	Ter 00:00:00 23:50:00
Qua	00:00:00 23:50:00	Qua 00:00:00 23:50:00
Qui	00:00:00 23:50:00	Qui 00:00:00 23:50:00
Sex	00:00:00 23:50:00	Sex 00:00:00 23:50:00
Sab	00:00:00 23:50:00	Sab 00:00:00 23:50:00
Dom	00:00:00 23:50:00	Dom 00:00:00 23:50:00

O último passo é aplicar a técnica *Simulated Annealing*, o software admite que o usuário fixe navios aos berços, caso um determinado navio só possa ser atendido por este berço.

Na Fig. 1 é apresentada a programação dos navios no período de tempo determinado. Nota-se que os 10 navios são atracados nos berços, respeitando o comprimento do berço e o horário reservado para a operação de atividades. Os navios são alocados com um custo menor possível.

O software gera um relatório dos resultados obtidos durante o processo, apresenta as melhores soluções obtidas bem como os parâmetros na aplicação da técnica SA. São também registrados o total de movimentos de realocações, reordenações e trocas dos navios permitindo uma avaliação maior sobre essa estrutura de vizinhança que utiliza os três movimentos, que possibilita a análise do custo no período da alocação.

----- RESULTADO POR DATA -----
SOLUÇÃO FINAL (Simulated Annealing)

Data	Berço nº	Alocado	Navio	Comprimento	Custo	Chegada	Atracou	Tempo	Saiu	bi	Berço Nome
17/02/2012											
sexta											
	01										Berço 1
		SIM	Navio 01	104	01,00	sex 17/02/2012 08:15:00	08:15:00	11:40:00	19:55:00	sáb 18/02/2012 06:15:00	↑ABERTO
18/02/2012											
sábado											
	01										Berço 1
		SIM	Navio 02	090	01,00	sáb 18/02/2012 03:00:00	03:00:00	10:50:00	13:50:00	sáb 18/02/2012 17:40:00	↑ABERTO
		NÃO	Navio 04	260	01,00	sáb 18/02/2012 16:00:00	---	09:35:00	---	dom 19/02/2012 15:50:00	
	02										Berço 2
		SIM	Navio 03	130	01,00	sáb 18/02/2012 05:16:00	05:16:00	09:35:00	14:51:00	sáb 18/02/2012 21:16:00	↑ABERTO
19/02/2012											
domingo											
	01										Berço 1
		SIM	Navio 04	260	01,00	sáb 18/02/2012 16:00:00	00:00:00	09:35:00	09:35:00	dom 19/02/2012 15:50:00	↑ABERTO
	02										Berço 2
		SIM	Navio 05	120	01,00	dom 19/02/2012 16:00:00	16:00:00	05:00:00	21:00:00	seg 20/02/2012 15:00:00	↑ABERTO

Figura 1. Programação dos Navios

5.2 Experimentos Computacionais

Para a simulação dos cenários foram coletados dados dos navios, no site (<http://www.teconline.com.br/Terminais/Forms/NavioProgramacaoConsultar.aspx>) do Terminal de Contêineres Tecon, no período de 01/01/2012 a 31/01/2012. Os dados obtidos foram: horário e data de chegada prevista, comprimento do navio (m), tempo de atendimento (duração prevista da operação), duração da janela de tempo (período que o navio tem o berço reservado desde a chegada ao porto até a sua saída). Em relação ao valor do custo (R\$) esse dado não foi disponibilizado, então foi atribuído o valor 1. Para avaliar o desempenho do método foram utilizados 6 problemas testes conforme Tab. 4.

Tabela 4. Cenários de estudos obtidos com o método proposto utilizando 3 berços.

Quantidade navios	Tempo de Processamento (min::s)	Custo Final (R\$)	Total Reordenações	Total Realocações	Total Trocas
10 navios	00:01:45:770	16.070,80	34.265	313.989	109.614
15 navios	00:02:40:978	19.626,20	19.706	476.031	165.871
25 navios	00:03:43:929	42.041,80	72.062	858.887	318.709
40 navios	00:05:40:106	83.017,80	136.007	1.157.149	475.933
55 navios	00:07:32:555	174.688,30	241.621	1.611.695	679.609
62 navios	00:13:26:321	215.320,50	356.852	2.008.226	882.256

Os testes foram realizados em um PC com processador Intel® Pentium® Dual CPU T3400 2.17 GHz e 2 GB de memória RAM. A implementação foi desenvolvida com o auxílio da linguagem de programação Delphi® baseada em *Object Pascal (Pascal com extensões orientadas a objetos)*. Os parâmetros utilizados foram: $\alpha = 0,975$, $T_0 = 40000$, $T_c = 0,01$ e $SA_{max} = 1000$ e as penalizações utilizadas foram $w = [1,10,10]$. Esses parâmetros foram obtidos de Mauri et. al. (2008).

Os movimentos de reordenações, realocações e trocas mostrou ser adequado e eficiente para exploração do espaço de soluções.

Os resultados mostram a viabilidade do método proposto, onde testes baseados em dados reais proporcionam soluções de alta qualidade, para problemas relativamente grandes e em tempos de processamento expressivamente baixos.

O software proposto possibilita desenvolver cenários que se aproximam da realidade, mostrando que é possível facilitar o trabalho dos operadores logísticos, pois, muitos portos, até pouco tempo, realizavam manualmente a elaboração do plano de atracação.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A estratégia de solução adotada por Mauri et al. (2008) para o Problema de alocação de Berços é apropriada para a programação aqui realizada, que foram construídos a partir de situações reais encontradas na programação de navios de um Terminal de Contêineres.

Como o Problema de Alocação de Berços (PAB) é um dos problemas presentes no sistema portuário, o estudo em tecnologia para aperfeiçoar o problema é crescente, pois a logística é fundamental no desempenho portuário, dessa maneira contribuem para acelerar o desenvolvimento econômico que por sua vez é condição indispensável à continuidade do processo, a expansão e o aperfeiçoamento do sistema de transportes.

O software proposto possibilita desenvolver cenários que se aproximam da realidade, mostrando que é possível facilitar o trabalho dos operadores logísticos. Muitos portos, até pouco tempo, realizavam manualmente a elaboração do plano de atracação.

Finalmente, espera-se que esse trabalho tenha contribuído para evidenciar a importância do uso do algoritmo *Simulated Annealing* na resolução do problema de alocação de berços no sistema portuário e venha incentivar o leitor na implementação de ferramentas computacionais.

7. REFERÊNCIAS

- ARRUDA, J. B. F. e BASTOS, M. M. M. (2000) Pesquisa de dados secundários marítimos portuários: Brasil Europa. *Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, Gramado/RS.
- CORDEAU, J. F.; LAPORTE, G. e MERCIER, A.(2001) A unified tabu search heuristic for vehicle routing problems with time windows, *Journal of the Operational Research Society*, vol. 52, pp. 928-936.
- CORDEAU, J.F.; LAPORTE, G. ; LEGATO, P e Moccia, L. (2005) Models and tabu search heuristics for the berth allocation problem. *Transportation Science*, vol. 39, pp. 526-538.
- FLEURY, P. F. (1998) Perspectivas para a logística brasileira. *Revista Tecnológica*, vol. maio, n. 30, pp. 26.
- GUAN, Yongpei e CHEUNG, Raymond K. (2004) The berth allocation problem: models and solutions methods. *OR Spectrum*, vol. 26, p. 75-92.
- LEGATO, P.; MONACO, F. e TIGANI, N. (2001) Berth planning at gioia tauro's maritime terminal by logistic distribution models. *Annual Conference Of Italian Operational Research Society*, 32, 2001, Cagliari. Proceedings Cagliari: AIRO.
- MAURI, G.R.; OLIVEIRA. A.C.M.e LORENA L.A.N. (2008) Heurística baseada no Simulated Annealing aplicada ao problema de alocação de berços. *GEPROS - Gestão da Produção, Operações e Sistemas*, Ano 3, vol.1, n.1, pp. 113-127.
- MAURI, G. R.(2008) Novas abordagens para representação e obtenção de limitantes e soluções para alguns problemas de otimização combinatória. *Tese (Doutorado em Computação Aplicada), Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE. São José dos Campos.*
- RODRIGUES, M.H.P. (2012). Simulated Annealing: Uma proposta de resolução para o Problema de alocação de berços em Terminais de Contêineres. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Rio Grande, RS*
- SILVA, V.M.D.e COELHO A.S. (2007) Uma Visão sobre o problema de alocação de berços. *Revista Produção Online*, vol.7, n.2. ISSN 1676-190.
- VEIRA, G. B. B.; PASA, G. S.; SANTOS, C. H. S.; BASSANESI, M. M. R. e MACHADO, J. K. (2006) O nível de serviço do Tecon Rio Grande a partir da ótica dos usuários. *III SINAP - Simpósio Internacional de Gestão de Negócios em Ambiente Portuário.*

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

RESPOSTA MORFOLÓGICA DA FOZ DO RIO SÃO FRANCISCO, DEVIDO À RETENÇÃO DE SEDIMENTOS NOS RESERVATÓRIOS

Jefferson V. Bandeira¹, Eduardo G.G. de Farias², João A. Lorenzetti³, Lécio H. Salim⁴

¹ Comissão Nacional de Energia Nuclear / Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear (CNEN/CDTN)
UFMG. Caixa Postal 941. CEP 30123-970. Belo Horizonte, MG, Brasil

e-mail: jvb@cdtn.br

² Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE)

Av. dos Astronautas, 1758, Jd. Granja, CEP 12227-010, S.J. dos Campos, São Paulo, SP, Brasil

e-mail: gentil@dsr.inpe.br

³ Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE)

Av. dos Astronautas, 1758, Jd. Granja, CEP 12227-010, S.J. dos Campos, São Paulo, SP, Brasil

e-mail: loren@dsr.inpe.br

⁴ Comissão Nacional de Energia Nuclear / Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear (CNEN/CDTN)
UFMG. Caixa Postal 941. CEP 30123-970. Belo Horizonte, MG, Brasil

e-mail: salimlh@cdtn.br

RESUMO

Usando uma coleção de imagens de satélites obtida desde a década de 1980, mapas antigos e fotos aéreas, o trabalho descreve as mudanças morfológicas na foz do Rio São Francisco, nordeste do Brasil, causada pela retenção de sedimentos devido às diversas barragens construídas na sua bacia hidrográfica desde 1955. Apresentam-se resultados semi-quantitativos da regressão da linha de costa e a variação temporal de seu alinhamento, considerando a interface entre a vegetação e a areia como referência do processo erosivo.

Palavras-chave: barragens, retenção de sedimentos, resposta morfológica, embocadura, Rio São Francisco.

ABSTRACT

Using a collection of satellite images obtained since the 1980 decade, historical maps and aerial photos, this paper describes morphological changes at the mouth of São Francisco River, north-eastern Brazil, caused by retention of sediments due to the various dams constructed in its hydrographic basin since 1955. Semi-quantitative results of the regression of the coastline and the temporal variation of its alignment, considering the interface of the vegetation and the sand as reference of the erosive process, are presented.

Keywords: dams, sediment retention, morphological response, river mouth, São Francisco River.

1. INTRODUÇÃO

Com suas cabeceiras situadas no estado de Minas Gerais, o Rio São Francisco flui em direção ao nordeste brasileiro por 2.863 km, drenando uma área de 645.000 km² e desaguando no Oceano Atlântico entre os estados de Alagoas e Sergipe (Fig. 1). O Rio São Francisco é o quinto maior rio da América do Sul e sua embocadura encontra-se situada em um enorme delta de areia formado naturalmente, sobretudo com material de origem continental, porque a quantidade fornecida foi maior que a capacidade de transporte litorâneo (Fig. 2 e 3).



Figura 1. Bacia hidrográfica do Rio São Francisco. (www.sfrancisco.bio.br)

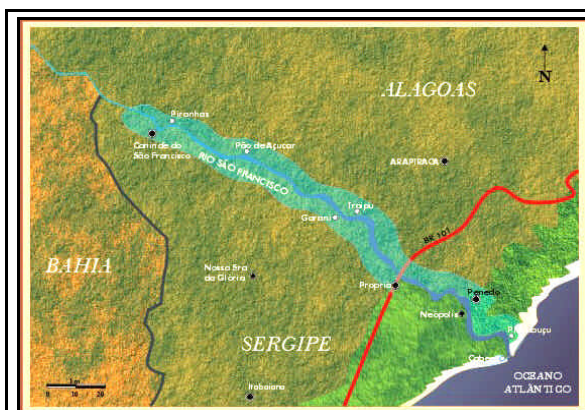


Figura 2. Estuário e foz do Rio São Francisco. (Bandeira, 2005)



Figura 3. Foz do Rio São Francisco, em 29/01/1982. (Bandeira, 2005)

Vários reservatórios para geração de energia elétrica foram construídos a partir da década de 1950, ao longo do Rio São Francisco: Três Marias, Sobradinho, Itaparica, Paulo Afonso, Xingó, de montante para jusante (Fig. 1). Como consequência da retenção de sedimentos nos reservatórios, o fornecimento de areia e também de sedimentos finos (silte e argila) para a região da foz do Rio São Francisco decresceu drasticamente. Este efeito é mostrado na

Fig. 6, onde pode ser observado que as concentrações de sedimento ao largo e no estuário são similares. A concentração relativamente alta ao longo da costa e espalhando-se na região da embocadura é principalmente devido à ação do transporte litorâneo.

O reservatório de Sobradinho, o qual foi inaugurado em 1978, constitui-se de um enorme lago artificial, o maior da América Latina, com uma área de 4.214 km² e comprimento de 350 km (Fig. 1). Além de sua capacidade de regular a vazão para a operação otimizada das centrais hidrelétricas localizadas a jusante ($Q_{\text{mínima}} = 2.060 \text{ m}^3/\text{s}$), o reservatório de Sobradinho retém praticamente todo o sedimento produzido nas regiões alta e média da bacia hidrográfica do Rio São Francisco.

O principal objetivo deste trabalho é alertar, com resultados bem documentados, os engenheiros fluviais e costeiros acerca da influência de longo prazo na morfologia costeira causada pela construção de barragens com a consequente retenção de sedimentos dentro dos reservatórios formados.

De modo a evitar futuros impactos ambientais como os observados na bacia hidrográfica do Rio São Francisco e outras bacias ao redor do mundo, especialmente em países em desenvolvimento, é aconselhável que o Manejo Integrado da Bacia Hidrográfica (MIBH) seja trabalhado juntamente com o Manejo Integrado da Região Costeira (MIRC) correspondente, constituindo o Manejo Integrado da Bacia Hidrográfica e da Região Costeira (MIBHRC).

2. ESTIMATIVA DO VOLUME DE SEDIMENTOS RETIDOS NOS RESERVATÓRIOS

No que diz respeito à região da foz do Rio São Francisco, a construção de reservatórios de grande volume ao longo do curso do rio, relacionados às hidrelétricas mostradas na Fig. 4, induziu transformação no escoamento do rio e nas cargas de sedimento transportadas. Em consequência da alteração do escoamento e da deposição de sedimentos nos reservatórios, o fluxo de sedimentos foi reduzido e a chegada de sedimentos de origem continental na foz do Rio São Francisco decresceu. A Tab. 1 mostra algumas características do curso d'água relacionadas às regiões geográficas da bacia hidrográfica onde os principais reservatórios se encontram localizados.

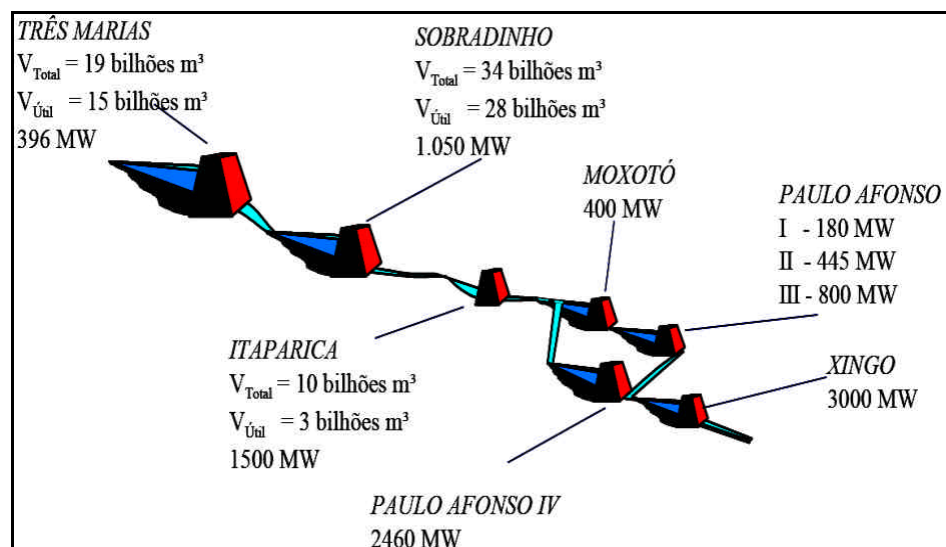


Figura 4. Principais reservatórios na bacia hidrográfica do Rio São Francisco. (ANA, 2007)

A Tab. 2 apresenta os resultados de uma avaliação do transporte de sedimentos no curso do Rio São Francisco. Eles levam em consideração o volume dos sedimentos depositados nos três principais reservatórios (Três Marias, Sobradinho e Itaparica). Os resultados foram obtidos com os dados existentes da carga estimada de sedimento em suspensão para as diversas estações de medição na bacia do Rio São Francisco (Fig. 5) utilizando-se, sobretudo, valores médios anuais do período 1986 a 1999, considerado o mais consistente (Lima et al., 2001).

Os resultados da Tab. 2 mostram que é aparente a redução da carga de sedimentos de origem continental para a região da embocadura. Observe-se que esta contribuição, na embocadura, da ordem de $3,8 \times 10^6 \text{ t/ano}$, ou equivalente a um volume de $3 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{ano}$, representa cerca de 10% do que entra no reservatório de Sobradinho.

Usando os resultados da Tab. 2 calculou-se que, do começo da operação de Três Marias em 1962 até 2011, a carga de sedimentos retida nos três principais reservatórios é de cerca de $1,88 \times 10^9 \text{ t}$ ou $1,48 \times 10^9 \text{ m}^3$. A Fig. 6 mostra uma das consequências dessa enorme retenção de sedimentos: a concentração de sedimentos em suspensão no baixo estuário do Rio São Francisco é semelhante àquela ao largo da zona de arrebançamento.

Tabela 1. Regiões da bacia do Rio São Francisco e características do curso d'água

Região	Área (km ²)	Precipitação (mm)	Q _{específica} (l/s.km ²)	Trecho e algumas características do curso d'água
Alto	91.000 (14,1%)	1.000 a 1.500	11 a 14	Cabeceiras até Pirapora: 70% de contribuição ao escoamento. Curso d'água em canais rochosos de grande declividade (margens de canais baixas e erosão do leito do curso d'água). Reservatório de Três Marias.
Médio	352.100 (54,6%)	600 a 1.400	4 a 11	Pirapora até Remanso, no reservatório de Sobradinho: 15% de contribuição ao escoamento entre Carinhanha e Remanso. Declividade do rio de 10 cm/km. Trecho navegável de 1.400 km de extensão.
Sub médio	155.900 (24,2%)	350 a 800	4 a 5	Remanso a Paulo Afonso: 5% de contribuição ao escoamento. Trecho do rio de baixa declividade. No fim do trecho sub-médio e começo das regiões mais baixas há um grande degrau ,o qual origina a lguas quedas d' água (Itaparica, Paulo Afonso e Xingó).
Baixo	46.000 (7,1%)	800 a 1,300	5	Paulo Afonso até a foz: 10% de contribuição ao escoamento. Trecho que possui a mais baixa declividade.

Tabela 2. Avaliação da carga de sedimentos em suspensão no curso do Rio São Francisco

Reservatório	Entrada da carga de sedimentos (t/ano)	Saída da carga de sedimentos (t/ano)	Retenção de sedimentos em t/ano	Retenção de sedimentos em m ³ /ano	Começo da operação
Três Marias	12.629.415	505.177	12.124.238	9.584.378	1962
Sobradinho	39.135.314	1.565.413	37.569.901	29.699.527	1979
Itaparica	3.191.721	127.669	3.064.052	2.422.175	1985
Na foz do rio	3.797.817				



Figura 5. Estações de monitoramento de sedimento em suspensão no Rio São Francisco. (Lima et al., 2001)

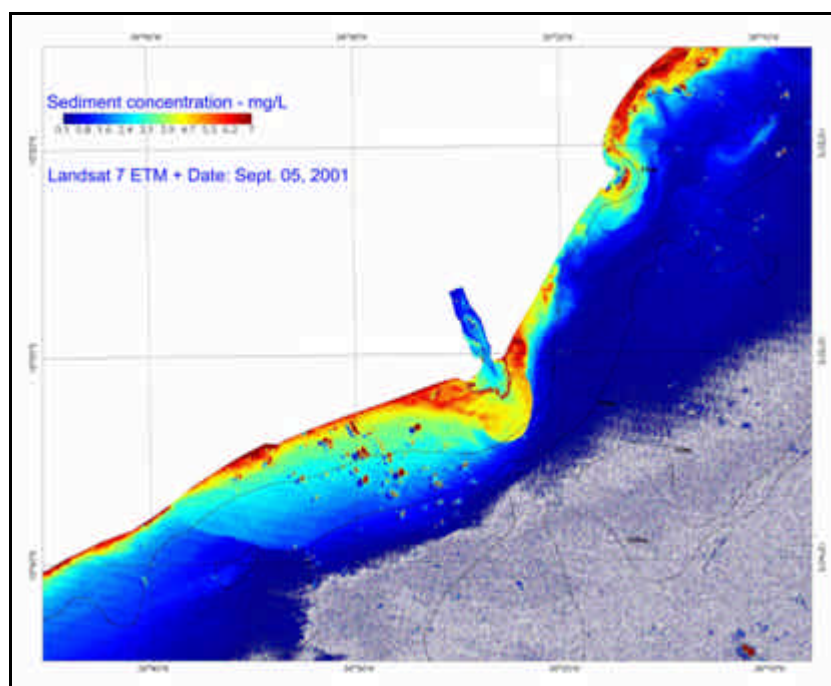


Figura 6. Concentração de sedimentos na foz do Rio São Francisco. (Bandeira, 2005)

3. O TRANSPORTE DE SEDIMENTOS AO LONGO DA COSTA DE SERGIPE

O transporte litorâneo costa de Sergipe, com extensão de 153 km é bi-direcional, totalizando cerca de 800×10^3 a 1.100×10^3 m³/ano. O transporte litorâneo dominante é para SW varia entre 500×10^3 a 650×10^3 m³/ano (Bandeira, 1972), (Motta e Bandeira, 1974), (PLANAVE e DHI, 1992). A maré na região é semi-diurna e a amplitude em sizígia alcança 20 m. Os ventos locais são gerados, sobretudo pelo anticiclone subtropical (N to E) e pelo ciclone polar (S). A nuvem de sedimentos em suspensão, na foz do Rio São Francisco, que se observa na Fig. 3 mostra, muito bem, o transporte litorâneo para SW. Esta foto foi feita em janeiro, quando a dominância das ondas e ventos de NE induz o transporte litorâneo nesta direção.

4. CONSEQUÊNCIAS DA RETENÇÃO DE SEDIMENTOS

As principais consequências na região da foz do Rio São Francisco, devido à retenção de sedimentos dentro dos reservatórios das hidrelétricas construídas ao longo de seu curso, são:

a) Redução drástica (mais de 90%) da população de peixes no baixo estuário e na região da embocadura, devido à redução da contribuição de sedimentos finos, os quais carregam nutrientes e matéria orgânica neles adsorvidos, que são elementos fundamentais à biota aquática (Projeto GEF – São Francisco, 2002);

b) Erosão na foz do Rio São Francisco. Esta consequência será vista, em mais detalhes, na sequência.

4.1 Erosão na região da embocadura do Rio São Francisco

Com a redução da carga de areia de origem continental, o lado direito da embocadura, no Estado de Sergipe, está sofrendo severa erosão. Por que erosão apenas neste lado da embocadura?

O sedimento de origem continental, tão logo sai na embocadura, é carregado preferencialmente na direção da costa sergipana, à SW, devido ao transporte litorâneo dominante nesta direção (Fig. 3). Com o decréscimo dessa contribuição, que começou com a construção da hidrelétrica de Paulo Afonso, na década de 1950, um efeito de longo prazo (da ordem de décadas) começou a ter lugar: as ondas e correntes costeiras, tendo certa capacidade de transporte de sedimentos, mas não tendo a mesma preenchida, começaram a erodir a costa, logo à sotamar da embocadura, em relação ao transporte litorâneo dominante. Este processo erosivo tende a cessar tão logo a nova orientação da costa, a qual é função da carga de sedimentos disponíveis, sobretudo a carga de areia, se ajuste à capacidade de transporte litorâneo.

No começo da década de 1990, a erosão alcançou e começou a destruir a Vila de Pescadores do Cabeço. A primeira vítima foi o farol construído no começo do século passado, próximo à Vila e a 250 m à terra da linha de costa. As Fig. 7 a 14 mostram a progressão deste processo erosivo.

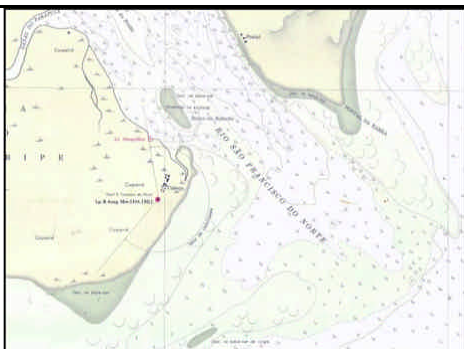


Figura 7. Farol 250 m à terra da linha de costa de 1942. (Carta DHN 1002)



Figura 8. Farol e a Vila de Pescadores de Cabeço a menos de 100 m da linha de costa, no começo da década de 1990. (Bandeira, 2005)



Figura 9. Igreja na Vila de Cabeço, com o farol já na linha de costa, em 1998. (Bandeira, 2005)



Figura 10. Erosão na praia do Cabeço e farol ao largo, em novembro de 2001 (Autor: J.V. Bandeira)



Figura 11. Foz do Rio São Francisco, com farol ao largo, em 2002. (Bandeira, 2005)

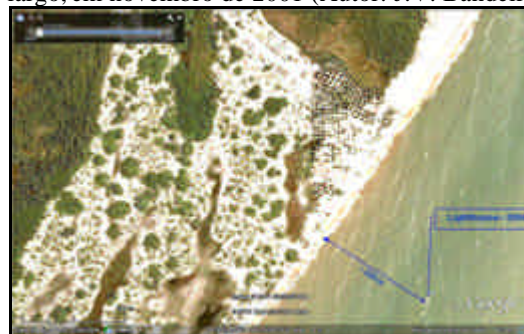


Figura 12. Farol em 26/02/2004 a 235 m ao largo (Altitude de visão = 873 m). (Bandeira et al., 2012)



Figura 13. Farol em 05/04/2009 a 430 m ao largo (Altitude de visão = 873 m). (Bandeira et al., 2012)



Figura 14. Foz do Rio São Francisco em 05/04/2009. (Bandeira et al., 2012). Adaptado de Google Earth

Pode-se observar na Fig. 7 que o farol foi construído 250 m à terra da linha de costa levantada em 1942. Nessa época nenhuma hidrelétrica havia sido ainda construída ao longo do Rio São Francisco e pode-se considerar que a região da embocadura encontrava-se em um relativo equilíbrio sedimentológico.

Foi só após o começo da operação da hidrelétrica de Paulo Afonso I (1955) a Paulo Afonso IV (1977) que a contribuição de sedimento de origem continental começou a diminuir significativamente. Em 1978, a hidrelétrica de Sobradinho entrou em operação, fazendo decrescer ainda mais esta contribuição. As hidrelétricas de Itaparica e Xingó, a jusante de Sobradinho, foram construídas depois de 1978.

Considerando as posições da linha de costa em relação ao farol (fig. 7, 9, 12 e 13), e também a cronologia da operação de Paulo Afonso I (1955) e das hidrelétricas subsequentes, pode-se estimar a velocidade média anual de regressão da linha de costa (VMR) nesta região particular, para diferentes períodos de tempo, avaliando o impacto morfológico de longo prazo na região da embocadura do Rio São Francisco, devido à retenção de sedimentos de origem continental. A Tab. 3 apresenta um resumo dessas ocorrências.

Tabela 3: Velocidade média anual de regressão da linha de costa in na região do farol

Intervalo de tempo	Regressão da linha de costa (m)	Velocidade media de regressão (VMR) (m/ano)	Observações
1955 a 2009	680	12,6	Desde o início da operação da hidrelétrica de Paulo Afonso I até 2009
1955 a 1998	250	5,8	Do início da operação da hidrelétrica de Paulo Afonso I até o farol situado na linha de costa
1998 a 2004	235	39,2	Farol na linha de costa até 2004
2004 a 2009	195	39,0	De 2004 a 2009
1998 a 2009	430	39,1	Farol na linha de costa até 2009

Observando-se a Tab. 3 pode-se inferir a influência de longo prazo na VMR da linha de costa devido à retenção de sedimentos nos reservatórios das hidrelétricas. A VMR de 5,8 m/ano para o período 1955-1998 aumentou 6,7 vezes, para 39,1 m/ano, no período 1998-2009. Acima de tudo, este brusco aumento foi devido ao efeito de longo prazo do começo da operação da hidrelétrica de Sobradinho, 20 anos antes do começo do período considerado.

Em resumo, a marca comparativa dessa dramática erosão na região da embocadura do Rio São Francisco é o farol inclinado, como a *Torre de Pisa* na Itália (fig. 9 a 11), e permanecendo em 2009, a cerca de 430 m ao largo, como um monumento à erosão costeira (Fig. 13). Nota-se, nas Fig. 8 a 13, a escassez de areia na praia litorânea da margem direita, comparada com a da margem esquerda (Fig. 11), indicando que o processo de erosão costeira está ainda em progressão.

As Fig. 15 e 16 apresentam uma visão geral do impacto morfológico na região da foz do Rio São Francisco causado pela retenção de sedimentos dentro dos diversos reservatórios construídos ao longo de sua bacia hidrográfica.

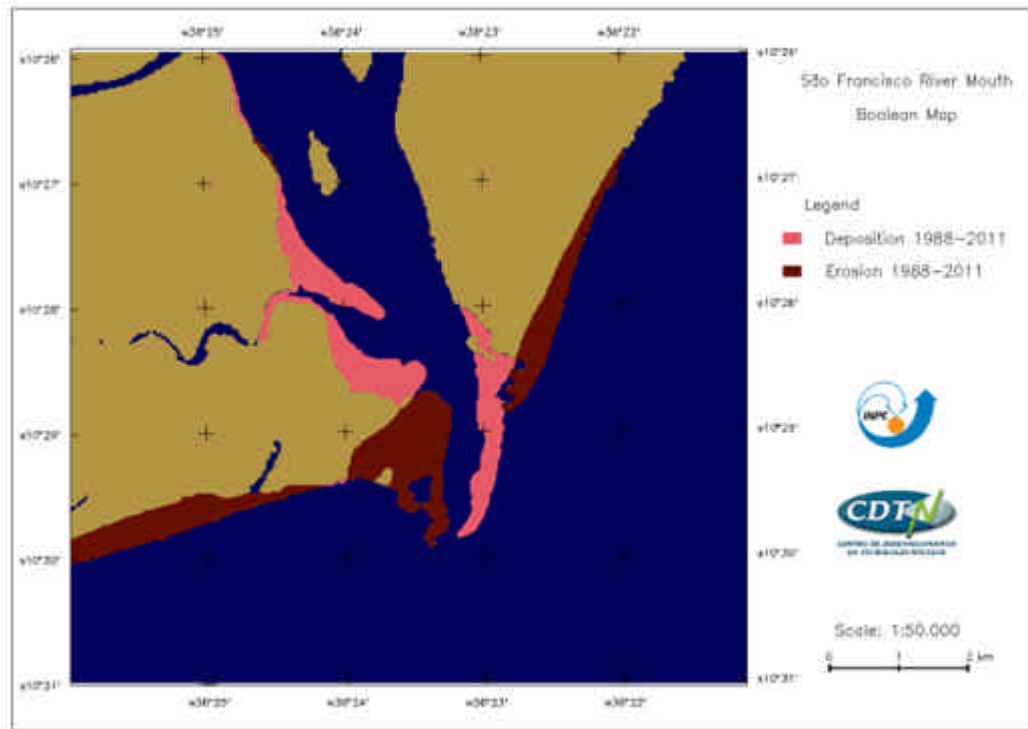


Figura 15. Análise booleana da foz do Rio São Francisco River para o período (1988-2011) baseada em imagens do satélite. (Bandeira et al., 2012)

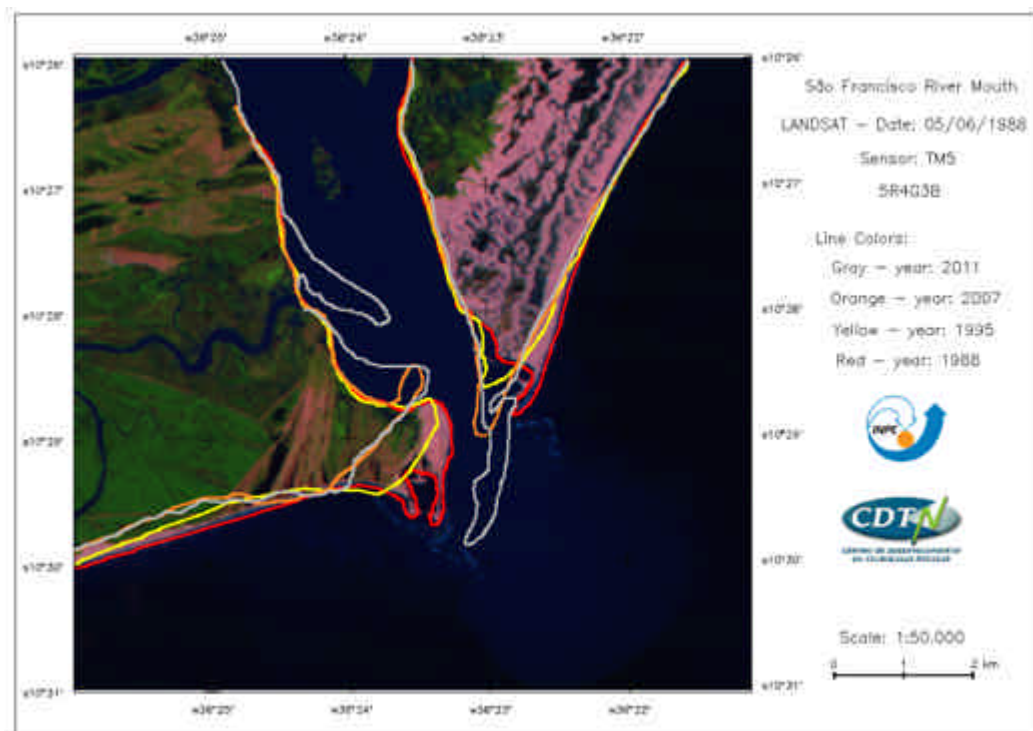


Figura 16. Contornos da costa na região da embocadura do Rio São Francisco (anos 1988, 1995, 2007 e 2011) baseados em imagens do satélite Landsat. (Bandeira et al., 2012)

5. CONCLUSÕES

A construção de barragens em geral impacta severamente o meio ambiente devido à retenção de sedimentos coesivos e não coesivos dentro dos reservatórios, como mostrado para o Rio São Francisco.

Os impactos de longo prazo apresentados neste Caso Estudo são consequência da falta de conhecimento dos impactos ambientais devido a reservatórios, quando as primeiras barragens foram construídas ao longo do Rio São Francisco.

De modo a evitar impactos ambientais futuros, como os experimentados na bacia hidrográfica do Rio São Francisco e em outras bacias ao redor do mundo, especialmente em países em desenvolvimento, é aconselhável que intervenções semelhantes que se pretendam fazer em bacias hidrográficas, até agora pouco impactadas pela construção de barragens (e.g. Rio Amazonas, Rio Parnaíba e outros), sejam estudadas integrando-se, desde o princípio, os manejos da bacia hidrográfica e da região costeira. Isto não tem sido praticado até agora de maneira rotineira, mas deve começar a ser feito, para evitar danos para as próximas gerações.

Com base em evidências como as do presente Caso Estudo e associando medições hidráulicas e sedimentológicas, na bacia hidrográfica e na região costeira, bem como levantamentos geológicos, caso necessários, e medições morfológicas na região da embocadura, poderá ser possível calibrar, validar e aplicar modelos matemáticos de morfologia costeira de modo a prever, no longo prazo, a evolução de muitas embocaduras de rios ao redor do mundo, que sejam ou possam vir a ser sujeitas a impactos semelhantes devido à construção de reservatórios nas respectivas bacias hidrográficas.

O procedimento apontado acima poderá se constituir em uma poderosa ferramenta de manejo costeiro. Ele poderá ser aplicado para selecionar, por exemplo, um local seguro para se construir pela segunda vez, em menos de duas décadas, a Vila de Pescadores do Cabeço, na foz do Rio São Francisco, a qual se encontra novamente em rota de destruição. Quem sabe poderá também ser aplicado para se prever as modificações morfológicas na foz do Rio Amazonas, que deverão ocorrer em um futuro, além de nossa geração, com as várias hidrelétricas que se constroem e as projetadas nos rios de sua margem direita. É essa região que fornece a maior contribuição sedimentológica da bacia hidrográfica em questão.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agência Nacional de Águas – ANA, 2007. “Boletim de Monitoramento dos Reservatórios do Rio São Francisco”, ANA, Brasília, v. 2, n. 2, p.1-15.
- Bandeira, J. V., 1972. “Estimativa do Transporte Litorâneo em torno da Embocadura do Rio Sergipe”. Dissertação de Mestrado em Ciências e Técnicas Nucleares (CCTN) Instituto de Pesquisas Radioativas/UFGM, Belo Horizonte – MG, 222 p.
- Bandeira, J.V., 2005. “O Impacto Ambiental de Barramentos em Bacias Hidrográficas sobre a Disponibilidade de Sedimentos e a Estabilidade Morfológica em sua Foz: o Caso da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco”. In: XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos – ABRH, João Pessoa, PB.
- Bandeira, J.V., Salim, L.H. e Calisto Acosta, O.E., 2008. “Long-term morphological impacts on the coastline of Sergipe State, Brazil, caused by the construction of dams in the São Francisco River Basin” In: Proceedings... Seventh International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries – COPEDEC VII, Dubai, UAE.
- Bandeira, J.V., Farias, E.G.G., Lorenzetti, J.A. e Salim, L.H., 2012. “Morphological response of São Francisco River mouth, due to sediment retention in dams” In: Proceedings... Seventh International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries – COPEDEC VIII, Chennai, India.
- Carvalho, N.O., 2001. “Produção de sedimentos em função da variabilidade climática. O estudo de caso da área contribuinte ao reservatório de Três Marias, região do Alto São Francisco”. Brasília, DF.
- Lima, J.E.F.W., Santos, P.M.C.; Chaves, A.G.M., e Scilewski, L.R., 2001. “Diagnóstico do fluxo de sedimentos em suspensão na Bacia do Rio São Francisco”. Planaltina, DF: Embrapa Cerrados, Brasília, DF: ANEEL: ANA.
- Motta, V.F. e Bandeira, J.V. 1974. “Comparison between the Results of Littoral Drift Computations and Cubature of Deposits in a Dredged Channel”. In: Proceedings... 14th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Copenhagen, Denmark vol.2 pp. 726-740, American Society of Civil Engineers, New York, USA.
- PLANAVE e DHI, 1992. “Evolução das praias de Atalaia Nova, Atalaia Velha e da barra do Rio Sergipe. - Modelo matemático - Relatório final”. Technical Report to SERGIPOSITOS. Rio de Janeiro, Brasil.
- PROJETO GEF – SÃO FRANCISCO, 2002. “Do Velho ao Novo Chico. Uma Discussão dos Problemas e Soluções Hidroambientais para o Baixo São Francisco e a Foz”. In: Workshop de Divulgação dos Resultados do Projeto GEF - São Francisco. Nov. 2002, Propriá. Palestras...São Cristóvão: UFS.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Avaliação comparativa do risco de galgamentos na Praia da Vitória, Terceira, Açores

Tânia Rocha^{1,3}, Conceição Fortes¹, Maria Teresa Reis¹, João Alfredo Santos², Diogo Neves¹, Luís Portela¹,
Francisco Taveira Pinto³

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1750-044 Lisboa, Portugal
e-mail: tania_rocha85@hotmail.com, jfortes@lnec.pt, treis@lnec.pt, dneves@lnec.pt, lportela@lnec.pt

² Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Rua Conselheiro Emídio Navarro 1, 1959-007, Lisboa, Portugal
e-mail: jasantos@dec.isel.pt

³ Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Rua Doutor Roberto Frias 4200-465, Porto
e-mail: fpinto@fe.up.pt

RESUMO

Neste trabalho, descreve-se a aplicação ao porto da Praia da Vitória, na ilha Terceira, Açores, Portugal, da metodologia de avaliação do risco de galgamentos em estruturas marítimas em desenvolvimento no LNEC. Em particular, avalia-se a influência da variação do nível de maré na caracterização da agitação marítima e as consequentes implicações na determinação do risco de galgamentos.

Esta metodologia é constituída por três etapas: a caracterização da agitação marítima, a determinação dos galgamentos sobre as estruturas e a avaliação do risco de galgamentos.

A caracterização da agitação é feita com recurso a modelos numéricos de propagação de ondas. Utilizando os resultados do modelo de previsão de larga escala WAVEWATCH III como dados de entrada para os modelos regionais de propagação de ondas, modelos SWAN e DREAMS, é caracterizada a agitação marítima na zona do porto da Praia da Vitória, para o período de 2009 a 2010, tendo em conta a variação do nível de maré nesse período. Mais concretamente, define-se o regime de agitação incidente para duas estruturas selecionadas no âmbito deste estudo: o quebramar sul do porto e a defesa frontal da baía. O cálculo dos galgamentos é efetuado com o modelo neuronal NN_OVERTOPPING2 que, através da introdução dos parâmetros característicos da agitação incidente (altura significativa da onda, período e direção de agitação) e das características geométricas de cada estrutura, permite obter o caudal médio galgado por metro linear de estrutura. A avaliação do risco baseia-se no produto do grau de probabilidade de ocorrência de galgamentos superiores a um dado limiar pré-estabelecido pelo grau de consequências que advém desse limiar ser ultrapassado. Após a definição dos limiares associados a cada estrutura, baseados nas tabelas de Pullen et al. (2007), determina-se a frequência de ocorrência de valores de caudais médios galgados superiores a esses limites e define-se o tipo de consequências que a excedência desses valores de caudal médio crítico acarreta. Com estes valores, associam-se graus de probabilidade de ocorrência de galgamentos e de consequências, cujo produto permite obter o grau de risco associado a cada estrutura.

Os resultados assim obtidos nas estruturas selecionadas, quer em termos de alturas de onda significativas, de caudal médio galgado ou de grau de risco associado aos galgamentos, são comparados com os obtidos na situação em que o nível de maré foi considerado constante e igual a +1.4 m (Z.H.).

Palavras-chave: Galgamentos, Avaliação de risco, Modelo SWAN, Modelo DREAMS, Modelo NN_OVERTOPPING2, Nível de maré, Porto da Praia da Vitória.

1. INTRODUÇÃO

Em Portugal, devido à severidade e aleatoriedade do clima de agitação marítima e à extensão e diversidade da costa, são frequentes as situações de emergência provocadas pelo estado do mar, tornando clara a necessidade de prever situações de risco em zonas portuárias e costeiras e de realizar mapas de risco, para apoio ao planeamento e à gestão de intervenções das entidades responsáveis, e de emitir atempadamente alertas, minimizando a perda de vidas e reduzindo os prejuízos económicos e ambientais. Neste estudo, dar-se-á particular atenção aos galgamentos de estruturas marítimas pois as consequências associadas aos mesmos podem ser graves, nomeadamente a inoperacionalidade de postos de acostagem, inundações em edifícios e equipamentos, ou mesmo danos mais gravosos que possam pôr em causa vidas humanas.

O Laboratório de Engenharia Civil (LNEC) (Santos *et al.*, 2011, Reis *et al.*, 2011, Neves *et al.*, 2012, Rocha, 2012) tem vindo a desenvolver uma metodologia para avaliação do risco associado à ocorrência de galgamentos em estruturas marítimas, com o objetivo final de criar um sistema de previsão e alerta em tempo real e consequentemente uma ferramenta de gestão e planeamento da zona costeira e portuária. Esta metodologia consiste em:

- Definição do regime de agitação marítima incidente nas estruturas portuárias recorrendo a dados obtidos *in situ* e/ou a resultados de modelos numéricos de propagação de ondas;
- Cálculo da resposta da estrutura em termos de caudal médio galgado por unidade de comprimento do coroamento da estrutura;
- Cálculo do grau de risco associado aos galgamentos acima de um determinado caudal médio pré-definido para cada estrutura.

Para validação desta metodologia foi escolhido o porto da Praia da Vitória, localizado na ilha Terceira, Açores, Portugal. Na proximidade deste porto está instalada uma boia-ondógrafo, o que permitiu testar o desempenho dos modelos numéricos na metodologia desenvolvida pelo LNEC, por comparação com os dados reais medidos na boia. A aplicação da metodologia a várias estruturas existentes no porto da Praia da Vitória (Reis *et al.*, 2011) no período de 2009 a 2010 mostrou que esta é fácil e eficaz e que os valores fornecidos pela mesma, para o grau de risco associado a determinadas estruturas, está de acordo com a experiência dos utilizadores locais. No entanto, também se constatou que a correta caracterização da agitação marítima é a base para tornar a metodologia realista e um dos aspetos a ter em atenção é a variação do nível de maré nos cálculos de propagação de ondas em zonas portuárias e costeiras.

Nesse sentido, e uma vez que em qualquer dos trabalhos anteriores, por simplificação, não foi considerada a variação do nível de maré no período em análise, pretendeu-se avaliar no presente trabalho a influência dessa variação quer na caracterização da agitação marítima, quer principalmente nos valores de graus de risco de galgamentos associados.

Com este objetivo, é aplicada a metodologia de avaliação do grau de risco de galgamentos a duas estruturas marítimas do porto da Praia da Vitória (o quebramar sul e a defesa frontal) considerando na caracterização da agitação marítima a variação do nível de maré. O período de estudo corresponde aos anos de 2009 e 2010. Os resultados obtidos são comparados com resultados anteriores em que o nível de maré foi considerado constante e igual a +1.4 m (Z.H.). Este valor resultou de se considerar o nível médio igual a +1.0 m (Z.H.) ao qual se somou a sobrelevação de 0.4 m.

2. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DO RISCO

A metodologia para a avaliação do risco da ocorrência de galgamentos de estruturas marítimas em desenvolvimento no LNEC contempla três etapas, Figura 1.

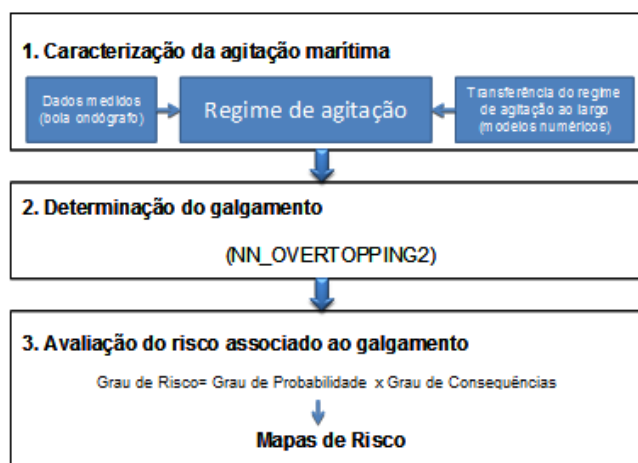


Figura 1 – Metodologia para a avaliação do risco associado a galgamentos de estruturas marítimas.

2.1 Etapa 1 - Regime de agitação marítima

O regime de agitação marítima no interior de um porto pode ser obtido com base em dados de agitação marítima medidos *in situ* (utilizando boias-ondógrafo, por exemplo) ou ser definido com recurso a modelos numéricos de propagação de ondas. Como a primeira hipótese não é frequente, é usual a utilização de modelos numéricos que efetuam a transferência do regime de agitação marítima do largo (obtido por sua vez a partir de dados medidos ao largo ou de resultados de outros modelos de previsão da agitação marítima a uma escala regional) para o interior do porto.

A utilização de um ou mais modelos numéricos de propagação de ondas depende das características da região em estudo (por exemplo, a dimensão do respetivo domínio de cálculo) e dos fenómenos envolvidos na propagação das ondas. No presente trabalho utilizou-se o modelo SWAN, Booij *et al.* (1999), e o modelo DREAMS, Fortes (1993), aplicados a resultados do modelo de previsão da agitação marítima à escala regional WAVEWATCH III, Tolman (1999).

2.2 Etapa 2 - Galgamentos em estruturas marítimas

A avaliação dos galgamentos pode ser efetuada com recurso a modelos físicos, modelos numéricos, fórmulas empíricas ou modelos neuronais. No presente trabalho, utilizou-se um modelo neuronal, i.e., a ferramenta NN_OVERTOPPING2 (Coeveld *et al.*, 2005) baseada em redes neuronais e desenvolvida no âmbito do projeto europeu CLASH. Esta ferramenta processa os resultados produzidos por 700 redes neuronais fornecendo o valor médio do caudal galgado por unidade de comprimento do coroamento da estrutura, q , bem como outros valores característicos desta grandeza obtidos a partir da amostra gerada por aquele conjunto de redes neuronais. Para além destes valores, a ferramenta também estima o caudal médio galgado esperado no protótipo, i.e., o valor de q corrigido para ter em linha de conta alguns efeitos de escala (e.g. devido a escalar o tamanho do material do núcleo da estrutura de acordo com as suas dimensões e não com as velocidades no núcleo) e de modelo (e.g. a não consideração do vento no modelo físico). Todas as redes neuronais utilizam os mesmos 15 parâmetros de entrada que incluem informação sobre a agitação marítima e a geometria da estrutura (Figura 2), o que lhes confere uma flexibilidade maior do que a das fórmulas empíricas.

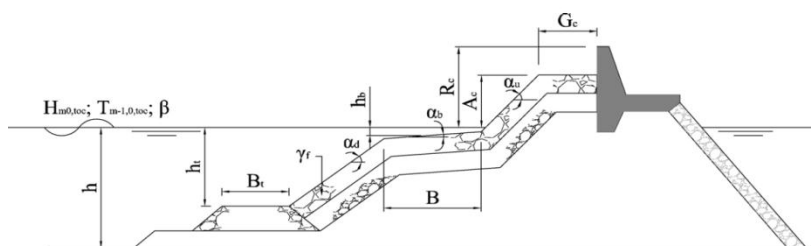


Figura 2 – Parâmetros de entrada da ferramenta NN_OVERTOPPING2.

Para descrever a agitação marítima incidente na estrutura são considerados três parâmetros: a altura de onda significativa espectral na base da estrutura (H_{m0}), o período médio de onda espectral na base da estrutura ($T_{m-1,0}$) e a direção de incidência da onda (β). Para descrever a forma geométrica da estrutura são considerados 12 parâmetros (Figura 2): a profundidade da água em frente à estrutura (h), a profundidade da água na banqueta do pé do talude da estrutura (h_b), a largura da banqueta do pé do talude (B_f), a rugosidade/permeabilidade do manto (γ_r), o declive da estrutura abaixo da berma ($\cot \alpha_d$), o declive da estrutura acima da berma ($\cot \alpha_u$), a largura da berma (B), a profundidade da água na berma (h_b), o declive da berma ($\tan \alpha_b$), o bordo livre da parte impermeável do coroamento da estrutura (R_c), o bordo livre do manto permeável da estrutura (A_c) e a largura do coroamento da estrutura (G_c).

2.3 Etapa 3 – Avaliação do risco

A avaliação do risco de uma dada zona de estudo é baseada na combinação entre os valores de probabilidades de ocorrência de galgamentos superiores a um determinado limiar de caudal médio galgado e os valores de consequências relativos à superação desse limiar. Por simplificação, atribui-se à probabilidade de ocorrência uma escala de graus de probabilidade em vez da probabilidade da ocorrência do acontecimento perigoso e um grau de consequências em vez do prejuízo associado a este acontecimento:

$$\text{Grau de Risco} = \text{Grau de Probabilidade} \times \text{Grau de Consequências} \quad (1)$$

Para definir esses graus, a Tabela 1, a Tabela 2 e a Tabela 3 são usadas como guias de orientação. Note-se que os limites correspondentes aos graus nas tabelas de probabilidade e de consequências, bem como o próprio número de graus, devem refletir as características do problema em análise.

Tabela 1 – Avaliação da aceitabilidade do grau de risco obtido.

Grau de Risco	Descrição	Controlo do Risco (Guia de Orientação)
1 – 3	Insignificante	Risco desprezável; não é preciso executar medidas de controlo de risco.
4 – 10	Reduzido	Risco que pode ser considerado aceitável/tolerável caso se selecione um conjunto de medidas para o seu controlo.
15 – 30	Indesejável	Risco que deve ser evitado se for razoável em termos práticos; requer uma investigação detalhada e análise de custo-benefício; é essencial a monitorização.
40 – 125	Inaceitável	Risco intolerável; tem que se proceder ao controlo do risco (e.g. eliminar a origem dos riscos, alterar a probabilidade de ocorrência e/ou as consequências, transferir o risco, etc.).

Tabela 2 - Graus de probabilidade de ocorrência de galgamentos não admissíveis.

Descrição	Probabilidade de Ocorrência (Guia de Orientação)	Grau
Improvável	0 – 1%	1
Raro	1 – 10%	2
Ocasional	10 – 25%	3
Provável	25 – 50%	4
Frequente	> 50%	5

Tabela 3 – Grau de consequências associadas à ocorrência de acontecimento perigoso.

Descrição	Consequências (Guia de Orientação)						Grau
	Pessoas	Ambiente	Gestão portuária	Património			
				Edifícios	Equipamentos ¹	Estrutura marítima	
Insignificantes	Possibilidade de ferimentos muito ligeiros	Impacto ambiental desprezável	Alterações ligeiras nas atividades portuárias	Danos exteriores quase inexistentes	Danos quase inexistentes	Dano na zona ativa da estrutura não necessitando de reparação	1
Reduzidas	Uma única lesão ligeira	Pequenos derrames (por exemplo de combustível)	Algumas alterações nas atividades portuárias; má publicidade para o porto a nível local	Danos interiores e exteriores insignificantes	Danos ligeiros que não implicam a paragem do equipamento; resolução de problemas quase imediata	Ocorrência de movimentos e quedas de blocos sem exposição de filtros; reparação imediata desnecessária	2
Sérias	Múltiplas lesões ligeiras ou uma única lesão grave	Algumas áreas com acesso proibido devido a poluição causada por derrames	Operações de carga e descarga condicionadas; possibilidade de paragem parcial do porto; má publicidade generalizada	Danos interiores moderados	Danos que implicam inatividade temporária do equipamento para reparação	Ocorrência de movimentos e quedas de blocos com exposição de filtros; superestrutura afetada mas sem movimentos significativos	5
Muito sérias	Muitas lesões graves ou uma perda de vida	Episódios de poluição dentro e fora do porto com possibilidade de consequências irreparáveis para o ambiente	Impossibilidade de realização de operações de carga e descarga durante vários dias; má publicidade a nível nacional	Grandes danos no interior; estrutura do edifício afetada	Danos graves; inatividade prolongada do equipamento	Filtros afetados; movimentos substanciais da superestrutura	10
Catastróficas	Muitas perdas de vidas	Derrames generalizados; contaminação muito grave; consequências irreparáveis para o ambiente; necessidade de ajuda internacional	Restrições muito sérias às operações de carga e descarga durante muito tempo; perda de trocas comerciais durante muito tempo; má publicidade internacional	Danos interiores muito graves; estrutura do edifício seriamente afetada; colapso iminente	Perda do equipamento (reparação impossível)	Colapso da estrutura	25

¹ Por “Equipamentos” entende-se o equipamento de cais, os contentores armazenados nos cais e os navios.

O processo de avaliação qualitativa do risco de galgamentos de uma estrutura marítima é efetuado da seguinte forma:

- Divisão do local de estudo em subzonas, atendendo ao perfil transversal da estrutura e ao tipo de utilização da zona protegida pela estrutura e conseqüente variabilidade do caudal médio admissível de galgamento;
- Cálculo da probabilidade de ocorrência de galgamentos não admissíveis, com base na resposta da estrutura à agitação incidente e nos limites admissíveis para cada tipo de estrutura. A classificação dessa probabilidade é efetuada tendo em conta os graus definidos na Tabela 2;
- Definição do grau de conseqüências, baseado na Tabela 3;
- Obtenção do grau de risco para cada subzona através do produto do grau da probabilidade de ocorrência e do grau de conseqüências de ocorrência de galgamentos não admissíveis.

3. CASO DE ESTUDO

3.1 Introdução

A baía da Praia da Vitória localiza-se na costa este da ilha Terceira, uma das nove ilhas do arquipélago dos Açores, Portugal, Figura 3. Esta baía, limitada a norte pela Ponta da Má Merenda e a sul pela Ponta do Baixio, tem cerca de 2400 m de comprimento e 1100 m de largura máxima.

Na zona sul da baía está localizado o porto da Praia da Vitória e na zona norte encontra-se uma marina e o terminal de abastecimento da base aérea nº 4. As estruturas de proteção destas infraestruturas portuárias, os chamados quebramar norte e quebramar sul, definem a baía, cuja área, aproximadamente retangular, tem cerca de 1 km x 2 km. A linha de costa da baía caracteriza-se pela existência de uma defesa frontal aderente com cerca de 1 km de comprimento e de um campo de cinco esporões na zona central que enraízam na defesa frontal.

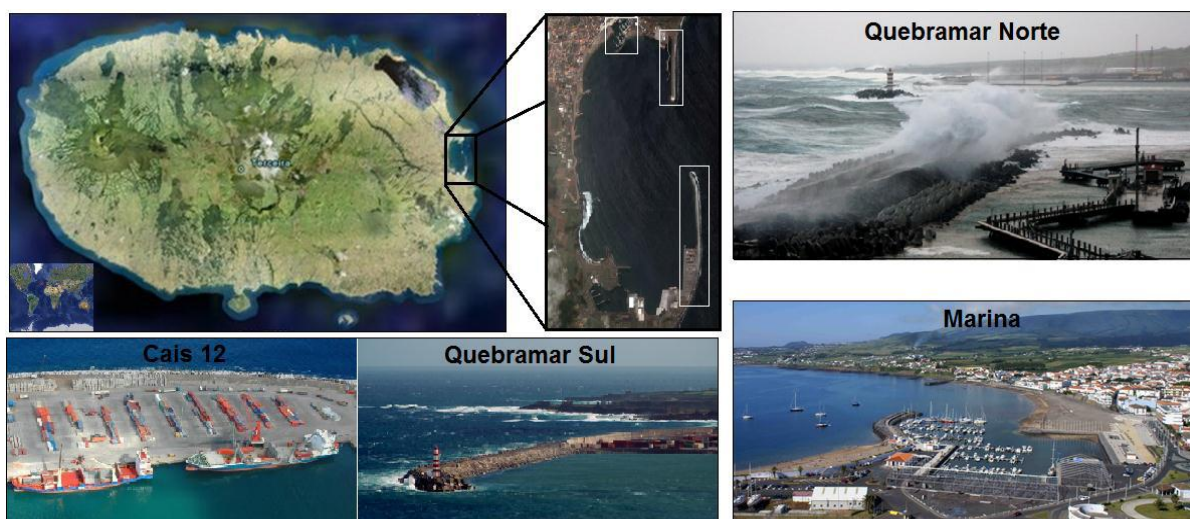


Figura 3 – Porto da Praia da Vitória.

Para a avaliação do grau de risco de galgamentos associados a determinadas estruturas marítimas do porto da Praia da Vitória, consideraram-se o trecho do quebramar sul em frente ao cais 12 e a zona dos esporões da defesa frontal aderente da baía cujos perfis são indicados na Figura 4.

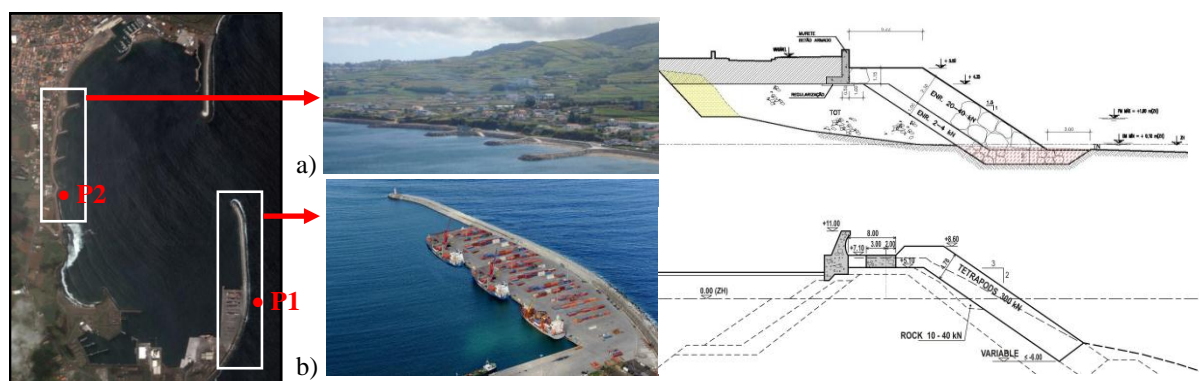


Figura 4 – Vista aérea do porto da Praia da Vitória; a) Defesa frontal e perfil tipo; b) Cais 12 e perfil tipo.

Nas próximas secções aplica-se a metodologia de avaliação do risco de galgamentos (secção 2.3) começando por se efetuar a caracterização da agitação marítima junto às estruturas estudadas, com base em resultados de modelos de propagação de ondas e considerando a variação do nível de maré. Depois, efetua-se o

cálculo dos galgamentos em cada estrutura considerada (quebramar sul e defesa frontal) para logo de seguida, se proceder à avaliação do risco associado a galgamentos que excedam um limiar pré-estabelecido de caudal médio galgado.

3.2 Caracterização da agitação marítima

Utilizaram-se os resultados das previsões da agitação marítima ao largo da zona considerada para o período correspondente aos anos de 2009 e 2010, Simões *et al.* 2009, obtidos com o modelo WAVEWATCH III (Tolman, 1999) utilizando os dados de vento do modelo MM5 (Tolman, 1999). Aqueles resultados foram transferidos para o interior da baía com recurso a dois modelos de propagação e deformação da agitação marítima: o modelo SWAN e o modelo DREAMS (Fortes, 1993). A utilização dos modelos e as suas condições de aplicação encontram-se descritas em Neves *et al.* (2012). A diferença deste trabalho relativamente ao apresentado em Neves *et al.* (2012) reside essencialmente na consideração nos cálculos dos modelos de propagação da variação do nível de maré, Rocha (2012). As condições e parâmetros de aplicação dos modelos numéricos utilizados no presente trabalho são os mesmos dos usados em Neves *et al.* (2012).

Os dados referentes ao nível de maré foram obtidos através do *software* Delft3D-Tide, Deltares (2011), que gerou os valores das marés para o período em estudo, sendo as constituintes de maré correspondentes a Angra do Heroísmo, local próximo do porto da Praia da Vitoria, baseadas nas tabelas das marés de portos portugueses para o ano de 1968. Para se efetuar a validação dos dados com as previsões de preia-mar e baixa-mar disponibilizadas pelo Instituto Hidrográfico foi necessário corrigi-los para a hora legal adotada. Nos Açores a hora legal coincide com o tempo universal coordenado (UTC) reduzido de sessenta minutos no período abrangido pela 1h UTC do último domingo de Outubro até à 1h UTC do último domingo de Março seguinte (horário de inverno) e coincide com o tempo universal coordenado no restante período (horário de Verão). O intervalo de variação do nível de maré assim obtido e aplicado a este estudo encontra-se entre 0.2 m e 1.8 m (Z.H.). Note-se que que não estão a ser tidos em consideração eventuais efeitos meteorológicos (pressão atmosférica, vento).

Na Figura 5 apresentam-se as séries temporais das alturas de onda significativas da agitação marítima previstas nos pontos P1 - cais 12 do quebramar sul, cujo fundo está à cota +19.05 m (Z.H.) e P2 - defesa frontal com fundo à cota + 2.45 m (Z.H.), considerando ou não a variação do nível de maré. Na Tabela 4 apresentam-se os valores de $H_{s_{max}}$ e $H_{s_{med}}$ obtidos nessas condições.

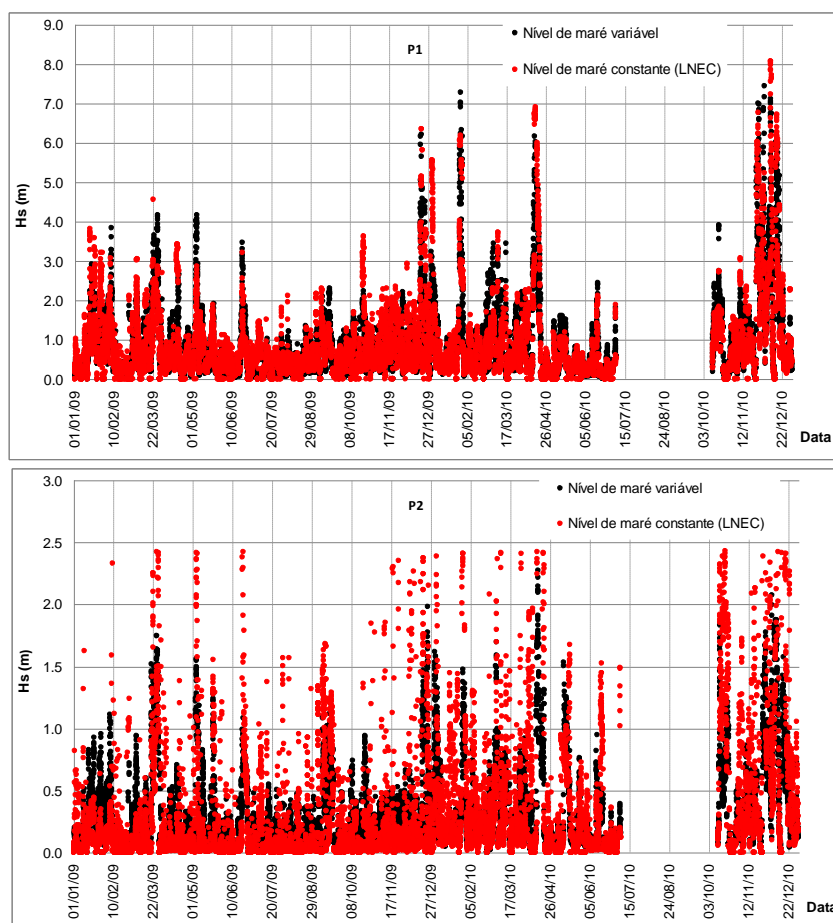


Figura 5 – Séries temporais das alturas de onda significativas nos pontos P1 e P2, considerando ou não a variação do nível de maré.

Tabela 4 – Comparação dos valores de $H_{s_{max}}$ e $H_{s_{med}}$ obtidos considerando ou não a variação do nível de maré.

Local	Nível de maré constante		Nível de maré variável	
	$H_{s_{max}}$ (m)	$H_{s_{med}}$ (m)	$H_{s_{max}}$ (m)	$H_{s_{med}}$ (m)
Quebramar Sul (P1)	8.06	0.79	7.44	0.86
Defesa Frontal (P2)	2.43	0.28	2.27	0.31

Os resultados mostram que, em termos gerais, o andamento e a ordem de magnitude dos valores de H_s são semelhantes considerando ou não a variação do nível de maré. Verifica-se também que no ponto P2 os valores de H_s são limitados pela profundidade. No entanto, uma análise mais pormenorizada mostra que existem diferenças nos valores de H_s para as duas situações estudadas: em média, os valores de H_s aumentam quando o nível de maré é considerado variável enquanto que em termos de máximos os valores da altura de onda significativa diminuem.

3.3 Avaliação dos galgamentos

No cálculo dos galgamentos nos dois locais (P1 - cais 12 do quebramar sul e P2 - defesa frontal) com a ferramenta NN_OVERTOPPING2, as variáveis relevantes são as referidas na Tabela 5.

Na Figura 6 apresentam-se as séries temporais do caudal médio obtido com a agitação incidente prevista e na Tabela 6 comparam-se os valores correspondentes de percentagem de caudal médio galgado, de q_{max} e q_{med} , para os pontos P1 e P2, para as situações considerando ou não o nível de maré variável.

Tabela 5 – Características das estruturas marítimas nos pontos P1 e P2.

Local	h_t (m)	B_t (m)	γ_f (-)	Cot a_d (-)	Cot a_u (-)	R_c (m)	B (m)	h_b (m)	Tan α_b (-)	A_c (m)	G_c (m)	h (m)
Quebramar Sul (P1)	19.05	0.00	0.35	4.30	1.50	9.95	0.00	9.80	0.00	7.55	8.00	19.05
	19.05	0.00	0.35	4.30	1.50	9.95	0.00	9.80	0.00	7.55	16.00	19.05
Defesa Frontal (P2)	2.45	0.00	0.50	1.50	1.50	5.90	0.00	0.00	0.00	4.45	5.25	2.45

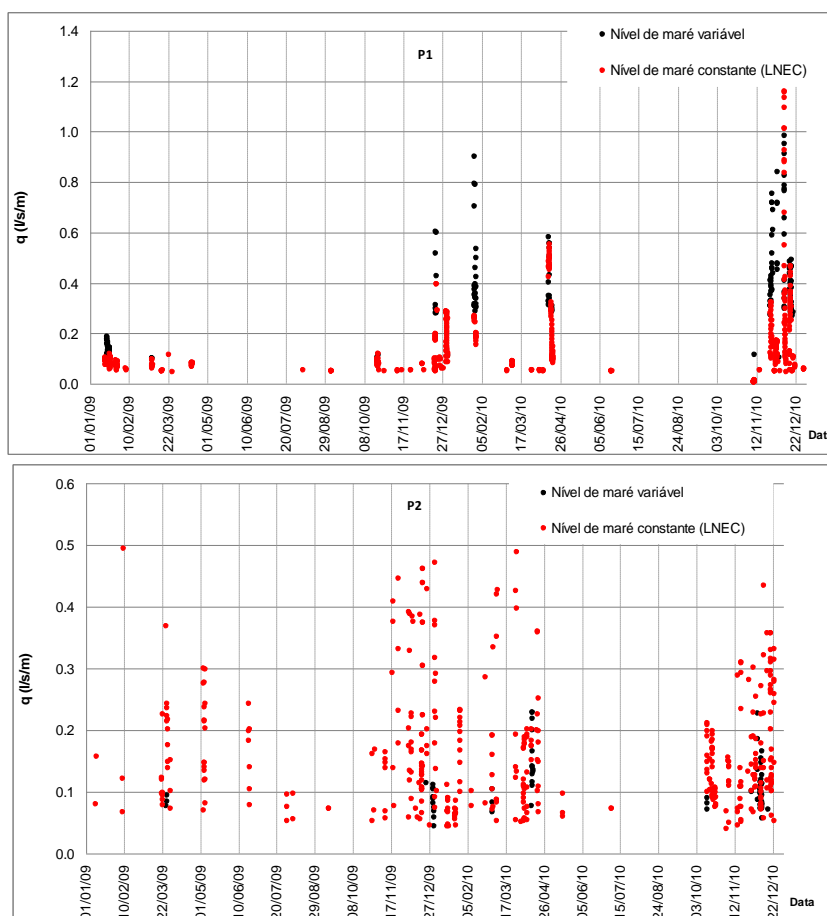


Figura 6 – Séries temporais dos caudais médios galgados em P1 e P2 considerando ou não a variação do nível de maré.

Tabela 6 – Comparação dos valores de percentagem de ocorrência de galgamentos nos pontos P1 e P2, $q_{\text{máx}}$ e q_{med} , considerando ou não a variação do nível de maré.

Local	Galgamento (%)		$q_{\text{máx}}$ (l/s/m)		q_{med} (l/s/m)	
	NM variável	NM Const.	NM variável	NM Const.	NM variável	NM Const.
	Quebramar Sul (P1)	1.30	3.91	0.98	1.16	0.38
Defesa Frontal (P2)	0.57	2.98	0.23	0.49	0.11	0.16

Da análise da Figura 6, constata-se que:

- Para ambas as estruturas, existem diferenças, quer no número de ocorrências de galgamentos, quer nos valores de caudal médio médio e máximo;
- No quebramar sul (P1), apesar da percentagem de galgamentos ser mais elevada quando se considera o nível de maré constante, a média dos caudais médios galgados é inferior à obtida quando se considera a variação do nível de maré. Tal deve-se essencialmente ao facto de, para o nível de maré constante se ter um maior número de ocorrências de galgamento, mas com menor caudal médio galgado;
- Na defesa frontal (P2), a percentagem de ocorrências de galgamento e a média dos caudais médios galgados são superiores quando o nível de maré é constante. Embora nesta estrutura, em ambos os estudos, a altura de onda significativa esteja limitada pela profundidade, as diferenças entre ambos são notáveis, pois no estudo com nível de maré constante existe uma maior número de ondas com altura superior a 2 m e são estas ondas que vão provocar galgamento.

3.3 Avaliação do risco de galgamento

Para a avaliação do risco de galgamento nas duas estruturas deve-se: a) avaliar a natureza das atividades desenvolvidas na zona abrigada pela estrutura e qual o impacto do galgamento na segurança de pessoas e infraestruturas; b) estabelecer os caudais críticos admissíveis consoante o tipo de estrutura e atividades; c) avaliar o grau de probabilidade de ocorrência desses caudais; d) avaliar o grau de consequências; e) avaliar o grau de risco.

O galgamento do trecho do quebramar sul que protege o cais 12 e a defesa frontal pode ter consequências quer para a estrutura galgada, quer para pessoas ou veículos que se deslocam nas proximidades. No caso do cais 12, pode também haver consequências para as operações portuárias e segurança dos navios atracados. Outra consequência que não é desprezável é a segurança dos contentores arrumados no cais. Dos quadros de Pullen *et al.* (2007) obtêm-se recomendações relativas aos valores limites do caudal médio por metro linear do coroamento da estrutura. Para a definição desses valores, considerou-se que:

- As diferentes estruturas têm uma geometria, do lado do tardo, que pode ser enquadrada no caso de defesa frontal - 200 l/s/m;
- A circulação nas diferentes zonas é feita a baixa velocidade - 10 l/s/m;
- Os contentores no cais 12 encontram-se a 5-10m da estrutura galgada - 0.4 l/s/m;
- Os utilizadores do terraplino junto ao cais 12 não ficam facilmente perturbados ou assustados e, além disso, deslocam-se numa zona larga; as pessoas que se deslocam na defesa frontal têm uma visão clara do mar e também se deslocam numa zona larga - 0.1 l/s/m.

Como seria de esperar, o valor de caudal médio galgado mais restrito está associado aos perigos relativos às pessoas.

Perante estes valores adotados para as diversas categorias de consequências, obtêm-se as probabilidades de ocorrência para os dois locais de estudo. Estas opções relativas aos limites de caudal médio admissível dão origem à ocorrência de galgamentos de risco apenas para os contentores presentes no cais 12 e para as pessoas que se encontram tanto no terraplino do cais 12, como as que circulam na marginal. Com estas percentagens, classificam-se os locais de estudo em graus de probabilidade de ocorrência de galgamentos perigosos recorrendo à Tabela 7.

Tabela 7 – Tabela da probabilidade de ocorrência de galgamentos nos pontos P1 e P2 para as 4 categorias de consequências (Pullen *et al.*, 2007), considerando ou não a variação do nível de maré.

Local	Estrutura		Equipamento		Pessoas		Veículos	
	NM variável (%)	NM const. (%)	NM variável (%)	NM const. (%)	NM variável (%)	NM const. (%)	NM variável (%)	NM const. (%)
	Quebramar Sul (P1)	0	0	0.47	0.8	1.29	3.7	0
Defesa Frontal (P2)	0	0	-	-	0.30	2.88	0	0

Para a definição do grau de consequências, adotaram-se os mesmos critérios do estudo anteriormente efetuado pelo LNEC, baseado em factos reais do porto obtidos através da colaboração da Administração dos

Portos da Terceira e Graciosa, S.A. (APTG). Assim, para o cais 12 do quebramar sul considerou-se um grau de consequências máximo de 2, associado à necessidade de algumas alterações nas atividades portuárias, por forma a garantir a segurança de pessoas e bens, não sendo necessário para tal a interrupção das atividades portuárias, pois a largura do cais permite a carga e descarga de navios em segurança. No caso da estrutura de defesa frontal que protege a marginal e que contém uma via de circulação a baixas velocidades e uma berma larga que impede o galgamento direto para a mesma, adotou-se um grau de consequências igual a 2. Caso seja necessário, pode-se vedar o acesso à zona, existindo uma alternativa para veículos e pessoas que pretendam aceder aos estabelecimentos existentes na marginal. Finalmente, o cálculo do grau de risco para cada zona passa pela multiplicação do grau de consequências encontrado pelo grau de probabilidade, Tabela 8.

Tabela 8 – Grau de risco de galgamentos, considerando ou não a variação do nível de maré.

Local		Grau de probabilidade	Grau de consequências	Grau de risco	Descrição	Controlo do risco
Quebramar Sul (P1)	NM variável	2	2	4	Risco reduzido	Algumas medidas de controlo
	NM const.	2	2	4	Risco reduzido	Algumas medidas de controlo
Defesa Frontal (P2)	NM variável	1	2	2	Risco insignificante	Ausência de medidas de controlo
	NM const.	2	2	4	Risco reduzido	Algumas medidas de controlo

A Tabela 8 mostra que, apesar das duas estruturas apresentarem diferenças nas características da agitação incidente para os dois casos de estudo (com e sem variação do nível de maré), apenas a estrutura de defesa frontal se classifica com um grau de risco diferente nos dois estudos. Tal facto deve-se à diferença considerável do número de ocorrências de galgamento, pois passa de um grau de probabilidade igual a 1 (nível de maré variável) para um grau de probabilidade igual a 2 (nível de maré constante).

Com a avaliação destas duas estruturas, pode-se aferir que o porto da Praia da Vitória apresenta risco reduzido ou mesmo insignificante relativamente ao fenómeno de galgamento, sendo apenas necessárias algumas medidas de controlo já tidas em conta atualmente pela entidade responsável do porto.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho, aplicou-se uma metodologia de avaliação do risco associado à ocorrência de galgamentos de duas estruturas marítimas existentes no porto e na baía da Praia da Vitória, ilha Terceira, Açores, nomeadamente o trecho do quebramar sul que protege o cais 12 e a defesa frontal que protege toda a via circundante desta baía.

Seguiu-se a metodologia desenvolvida no LNEC (Santos *et al.*, 2011, Reis *et al.*, 2011, Neves *et al.*, 2012), a qual consiste na determinação das características da agitação marítima em frente às estruturas, no cálculo dos galgamentos e na avaliação do risco associado à ocorrência de galgamentos inadmissíveis. Para a avaliação do risco considerou-se o produto do grau de probabilidade de ocorrência de galgamentos superiores a um dado limiar pelo grau associado às consequências desse limiar ser ultrapassado.

Os cálculos foram efetuados considerando a variação do nível de maré na caracterização da agitação marítima no período de 2009 a 2010 e os resultados obtidos, em termos da altura de onda significativa, caudal médio galgado e grau de risco associado a cada estrutura, foram comparados com trabalhos anteriores em que se considerava o nível de maré constante e igual a +1.4 m (Z.H.).

Dos resultados obtidos percebe-se a importância de uma correta caracterização do regime de agitação. Com efeito, a comparação efetuada com o estudo desenvolvido anteriormente pelo LNEC permite salientar a importância da introdução da variação do nível de maré que modifica as alturas significativas de onda e direções da agitação junto às estruturas e que provocam diferenças em relação ao número de ocorrências de galgamentos e ao caudal médio galgado. Para o caso de estudo, o risco associado ao caudal médio galgado para as duas estruturas encontra-se igual ou abaixo do obtido com um nível de maré constante. Apesar do estudo realizado pelo LNEC estar do lado da segurança, prevendo um grau de risco mais elevado do que o mesmo estudo com a variação do nível de maré, tal pode provocar um grau de risco associado ao galgamento das estruturas marítimas elevado e assim sugerir a necessidade de implementação de medidas de controlo de risco, que na realidade podem ser dispensáveis.

Como trabalho futuro refira-se a utilização de outras metodologias de cálculo do galgamento e a comparação das vantagens e inconvenientes de cada uma delas, o desenvolvimento de uma tabela de consequências com custos associados e a análise da inundação das áreas em que se verifica a ocorrência de galgamentos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o financiamento da FCT através do projeto HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB /120702/2010, à Portos dos Açores na pessoa da Eng. Conceição Rodrigues e à Universidade dos Açores nas pessoas da Dra. Anabela Simões e do Prof. Eduardo de Azevedo toda a ajuda prestada durante este trabalho. Agradecem também aos projetos CLIMAAT e MacSIMAR (FEDER-INTERREG_IIIB, Mac/2.3/A3, 03/Mac/2.3/A5; FEDER-MAC-Mac/1/A089) a utilização dos dados de agitação marítima.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Booij, N., Ris, R.C. e Holthuijsen, L.H., 1999. A third-generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation. *J. Geographical Research*, C4, 104, 7649-7666.
- Coeveld, E.M., Van Gent, M.R.A. e Pozueta, B., 2005. Neural Network: Manual NN_OVERTOPPING 2. CLASH WP8 – Report, Junho.
- Deltares, 2011. Delft3D – Tide. Analysis and prediction of tides, User manual. Deltares, Delft, 3.14 ed.
- Fortes, C.J.E.M., 1993. Modelação matemática da refração e difração combinadas de ondas marítimas (análise pelo método dos elementos finitos). Tese de Mestrado em Engenharia Mecânica, IST, Lisboa, Portugal.
- Neves, D.R.C.B., Santos, J.A., Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Rodrigues, S., Simões, A. e Azevedo E.B., 2012. Metodologia de avaliação do risco associado ao galgamento de estruturas marítimas. Aplicação ao porto e à baía da Praia da Vitória, Açores, Portugal. *Revista de Gestão Costeira Integrada*. (no prelo: <http://www.aprh.pt/rgci/rgci322.html>).
- Pullen, T., Allsop, N.W.H., Bruce, T., Kortenhaus, A., Schuttrumpf, H. e Van der Meer, J.W., 2007. *EurOtop: Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual*. Environment Agency, UK, Exper. Network Waterkeren, NL, Kuratorium fur Forschung im Kusteningenieurwesen, DE August.
- Reis, M.T., Fortes, C.J.E.M., Neves, D.R.C.B., Rodrigues, S., Vieira, A.S., Simões, A. e Azevedo, E.B., 2011. Previsão dos galgamentos na baía da Praia da Vitória para avaliação de risco e alerta. VI Congresso Planeamento e Gestão das Zonas Costeiras, Zonas Costeiras 2011, Boa Vista, Cabo Verde, 4 a 8 de Abril.
- Rocha, T., 2012. Avaliação do galgamento de estruturas portuárias. Aplicação ao porto da Praia da Vitória, Açores. Tese de mestrado em Engenharia Civil – Especialização em Hidráulica. FEUP da Universidade do Porto. Junho.
- Santos, J.A., Reis, M.T., Neves, D.R.C.B., Fortes, C.J.E.M., Rodrigues, S., Azevedo, E.B., Rodrigues, M.C., Simões, A., Ramalheira, J. e Raposeiro, P., 2011. Aplicação de uma metodologia para avaliação do risco para a navegação e galgamentos no Porto da Praia da Vitória. 7ª Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, AIPCN/PIANC, Porto, 6 e 7 de Outubro.
- Simões, A., Tomé, R., Reis, F. e Azevedo, E., 2009. Avaliação da Qualidade das Previsões de Agitação Marítima no Arquipélago dos Açores. Projetos CLIMAAT e CLIMAAT II, INTERREG IIIB – Açores, Madeira e Canárias, MAC/2.3/A3 – 03/MAC/2.3/A5.
- Tolman, H., 1999. User Manual and System Documentation of WAVEWATCH-III. version 1.18, NOA/NWS/NCEP/OMB Technical Note 166, 110pp, Washington, E.U.A..



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

MODELAÇÃO DE UM QUEBRA-MAR DE TALUDE IMPERMEÁVEL: COMPARAÇÃO ENTRE MODELO NUMÉRICO SPH E MODELO FÍSICO

Eric Didier^{1,2}, Diogo R.C.B. Neves¹, Ricardo Martins^{1,2}, Maria da Graça Neves¹

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Núcleo de Portos e Estruturas Marítimas
Av. Do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal
e-mail: edidier@lnec.pt

² Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia
2829-516, Monte de Caparica, Portugal

RESUMO

Apresentam-se neste artigo os principais desenvolvimentos realizados no modelo numérico SPH, baseado no método Smoothed particle hydrodynamics (SPH), utilizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), com vista à aplicação específica deste modelo a estudos de engenharia costeira. Trata-se de um modelo muito promissor na simulação de escoamentos complexos, como os que ocorrem na interacção onda-estrutura e na rebentação de ondas, embora exija um elevado tempo de execução. Com o objectivo de validar o modelo SPH, foram realizados ensaios em modelo físico de interacção entre uma onda regular e uma estrutura impermeável. A comparação dos resultados numéricos com os experimentais mostram que o modelo permite reproduzir corretamente vários fenómenos, concretamente a propagação e rebentação de ondas, o galgamento e as pressões na estrutura.

Palavras-chave: SPH, quebra-mar, rebentação das ondas, galgamento de estrutura, pressão

1. INTRODUÇÃO

A modelação numérica é uma ferramenta que ganhou maior relevância e aplicabilidade na última década, devido ao desenvolvimento dos métodos computacionais em mecânica dos fluidos. As equações que descrevem o escoamento são já conhecidas há muito tempo mas, com a melhoria dos meios de cálculo e o desenvolvimento das técnicas computacionais, tornou-se mais fácil obter soluções aproximadas para estas equações e assim simular cenários de escoamento realistas em tempo útil. As grandes vantagens da modelação numérica prendem-se com o facto de ser mais rápida e mais barata que a modelação física e ser muito flexível, permitindo alterar facilmente a geometria de uma obra ou as condições de agitação, alterando simplesmente os ficheiros de entrada do modelo. Estas características fazem com que a modelação numérica seja cada vez mais utilizada quer em complemento à modelação física, permitindo obter informação acerca do escoamento onde seria muito difícil ou mesmo impraticável obter em modelo físico, quer na fase de pré-projecto de obras marítimas.

No âmbito dos estudos de interacção onda-estrutura, onde se englobam os estudos de galgamento e de forças de impacto em estruturas marítimas, existem neste momento diferentes modelos numéricos, cada um com as suas

vantagens e limitações. De entre os modelos existentes na literatura, podem-se destacar os três tipos de modelos distintos que se encontram actualmente em desenvolvimento e validação no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC): o modelo AMAZON (Hu, 2000), baseado nas equações não lineares de águas pouco profundas; o modelo IH-2VOF (Lara et al., 2011), baseado nas equações de Reynolds; e o modelo SPH (Didier et al, 2012), baseado num método Lagrangiano e no conceito *Smoothed Particle Hydrodynamics* (SPH). Os modelos AMAZON e IH-2VOF foram já aplicados com bons resultados em estudos de interação onda-estrutura, o primeiro especialmente ao estudo do galgamento de estruturas impermeáveis e o segundo a diferentes estudos de interação de ondas com estruturas impermeáveis e porosas. O modelo SPH está atualmente em fase de desenvolvimento e validação.

O modelo numérico SPH utilizado e desenvolvido no LNEC é baseado no código SPHysics, na sua versão 1.4 (SPHysics code, 2009), inspirado na formulação proposta inicialmente por Monaghan (1994). Neste modelo, é utilizada a técnica de fluido pouco compressível, i.e. a pressão é calculada através de uma equação de estado que relaciona a pressão no fluido com a massa volúmica. O modelo SPH tem vindo a ser desenvolvido e validado no LNEC com o objetivo de o aplicar a estudos de interação onda-estrutura, concretamente para o cálculo de galgamento, reflexão e forças em estruturas marítimas (Didier e Neves, 2008, 2009a, 2009b, 2009c, 2010, 2012; Didier et al., 2011). O modelo numérico é desenvolvido com base nas equações da Dinâmica dos Fluidos escritas nas suas formas Lagrangianas. As equações são escritas no formalismo SPH com base na teoria dos integrais de interpolação que usam kernels de interpolação. O método SPH, que não necessita de malha e não requer tratamento específico para a superfície livre, permite modelar as trajectórias das partículas do fluido que interagem entre si segundo as equações de Navier-Stokes e obter, como resultados, valores de diferentes grandezas, tais como o campo de velocidades e pressões, etc. O método SPH apresenta, assim, um grande potencial na simulação de escoamentos complexos, como os que ocorrem na interação onda estrutura, na rebentação e no galgamento, embora exija um elevado tempo de execução.

Com o objectivo de validar o modelo numérico SPH, foram realizados ensaios em modelo físico de interação de ondas regulares com um quebra-mar de talude impermeável de declive 2:3. Estes ensaios foram propositadamente definidos de forma a garantir uma reprodução consistente com as características do modelo numérico: as condições limite são iguais às do modelo físico, no que diz respeito quer às dimensões do domínio de cálculo quer ao movimento do batedor, do tipo pistão, de modo a reproduzir as mesmas condições de agitação. A validação do modelo numérico é realizada com base nos dados recolhidos nos ensaios: as séries temporais de elevação de superfície livre em 4 sondas, o volume galgado e as séries temporais de pressão em 2 sensores de pressão colocados no talude. Estes ensaios fazem parte de um conjunto, mais amplo, de ensaios em modelo físico realizados especificamente para validar o modelo SPH. Neste âmbito, o modelo SPH foi já validado no que respeita à interação entre ondas incidentes regulares e um quebra-mar misto impermeável, mostrando que o modelo consegue estimar corretamente a elevação de superfície livre no canal e as forças na parede vertical do quebra-mar, mesmo nos casos complexos onde ocorrem impactos na estrutura (Didier et al., 2011, 2012; Martins, 2012).

O princípio fundamental no qual são baseados os diferentes métodos SPH e o modelo numérico utilizado em particular, são apresentados no ponto 2. No ponto 3 apresentam-se o caso de estudo e a modelação física. No ponto 4, os resultados numéricos obtidos são comparados com os dados dos ensaios em modelo físico. Finalmente, o artigo termina com as conclusões e a descrição dos futuros desenvolvimentos do modelo numérico SPH.

2. MODELO NUMÉRICO SPH

Os métodos SPH foram utilizados inicialmente em astrofísica (Gingold e Monaghan, 1977; Lucy, 1977) e aplicados mais tarde à hidrodinâmica (Monaghan, 1994). Neste caso, o fluido é considerado como constituído por partículas, ou seja, por pequenos volumes de água.

O método SPH, que não necessita de malha, permite modelar as trajectórias das partículas do fluido que interagem entre si segundo as equações de Navier-Stokes escritas no formalismo SPH, ou seja, escritas com base na teoria dos integrais de interpolação que usam kernels de interpolação. A abordagem Lagrangiana dos métodos SPH, que consiste no seguimento das partículas do fluido durante um determinado intervalo de tempo de forma a obter a sua trajectória, velocidade e pressão em função da posição inicial e do tempo, difere da abordagem Euleriana onde, para um determinado ponto do espaço, se obtém a velocidade e a pressão em função do tempo necessitando assim de uma malha.

2.1 Princípio fundamental dos métodos SPH

O princípio fundamental dos métodos SPH consiste em aproximar um escalar, uma função ou um tensor usando a teoria dos integrais de interpolação. O integral de interpolação de uma função $f(r)$ é dado por:

$$f(r) = \int f(r')W(r-r',h)dr' \quad (1)$$

onde W é o kernel de interpolação, ou seja, uma função analítica e h determina a dimensão do suporte desta função, a qual limita a resolução do método. O parâmetro h é denominado de *smoothing length* e controla a dimensão do domínio de influência do kernel. O seu valor deve ser superior à separação inicial das partículas, d_o .

Numericamente, a função $f(r)$ é conhecida apenas em pontos discretos, as partículas, e os integrais de interpolação são aproximados por um somatório. A aproximação da função f associada à partícula a e à posição r_a é dada por:

$$f(r_a) \approx \sum_b m_b \frac{f_b}{\rho_b} W_{ab} \quad (2)$$

onde f_b é o valor da função f associado à partícula b localizada em r_b , $W_{ab}=W(r_a-r_b, h)$ é o valor da função de interpolação na posição (r_a-r_b) , m_b a massa e ρ_b a densidade da partícula b .

O kernel de interpolação é uma função analítica que pode ser diferenciada sem necessitar de uma malha espacial. Numericamente, o kernel é uma função com um suporte compacto dentro duma região determinada por um raio de $2h$ (Figura 1), mais pequeno que a escala típica do problema. No entanto, o parâmetro h deve ser, tal como foi referido anteriormente, superior à separação inicial das partículas, d_o . Assim, uma partícula está apenas em interacção com as partículas contidas no domínio de influência definido pela dimensão do suporte do kernel e cada uma destas partículas tem uma contribuição para o kernel (Figura 1).

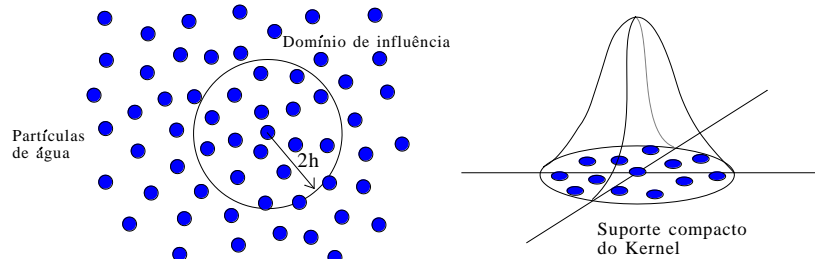


Figura 1. Domínio de influência do kernel, partículas que contribuem para a interpolação e suporte compacto do kernel.

Existem diversos kernels na literatura (Liu, 2003). Nas simulações numéricas realizadas no presente estudo foi utilizado o kernel de interpolação *quadratic* (Johnson et al., 1996; Dalrymple e Rogers, 2006), por ter a particularidade de não ter ponto de inflexão na sua primeira e segunda derivada no intervalo de definição da função. Este kernel é definido pela função analítica dada por:

$$W(q, h) = \frac{3}{2\pi h^2} \left(\frac{q^2}{4} - q + 1 \right) \text{ para } 0 \leq q \leq 2 \quad (3)$$

onde $q=(r_a-r_b)/h$.

2.2 Equações da Dinâmica dos Fluidos na forma Lagrangiana

As equações SPH bidimensionais são baseadas na formulação Lagrangiana da equação de conservação da quantidade de movimento e de continuidade:

$$\frac{dv}{dt} = -\frac{1}{\rho} \nabla P + \Pi + g \quad (4)$$

$$\frac{1}{\rho} \frac{d\rho}{dt} = -\text{div}(v) \quad (5)$$

onde t é o tempo, Π representa os termos viscosos, $g = (0, -9.81) \text{ m.s}^{-2}$ é a aceleração da gravidade, v , P e ρ são, respectivamente, a velocidade, a pressão e a massa volúmica.

Na formulação SPH *standard* (Monaghan, 1994), na qual o fluido é considerado pouco compressível, a pressão é calculada através de uma equação de estado (Batchelor, 1974) e a partir da massa volúmica do fluido:

$$P = B \left[\left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right] \text{ com } B = \frac{c_0^2 \rho_0}{\gamma} \quad (6)$$

sendo $\gamma=7$, ρ_0 a massa específica de referência e c_0 a velocidade do som.

As trajectórias das partículas são calculadas ao longo do tempo e obtêm-se através da seguinte relação:

$$\frac{dr}{dt} = v \quad (7)$$

onde r é a posição da partícula.

2.3 Modelo numérico SPH

O modelo numérico SPH utilizado e desenvolvido no LNEC é baseado no código *freeware* SPHysics (Gómez-Gesteira et al., 2008), na sua versão 1.4 (Crespo, 2008; SPHysics code, 2009), inspirado na formulação SPH *standard* proposta por Monaghan (1992, 1994). Neste modelo, é utilizada a técnica de fluido pouco compressível, o que permite calcular a pressão directamente através de uma equação de estado (Batchelor, 1974), que relaciona a pressão no fluido com a massa volúmica. O modelo numérico SPH utilizado no LNEC é, assim, uma versão alterada do modelo SPHysics, para modelação específica de propagação de ondas e de interacção entre ondas e estruturas costeiras (impermeáveis e porosas).

Nas equações SPH, a equação discreta de conservação da quantidade de movimento é dada por:

$$\frac{Dv_a}{Dt} = \sum_b m_b \left(\frac{P_a}{\rho_a^2} + \frac{P_b}{\rho_b^2} + \Pi_{ab} \right) \cdot \nabla_a W_{ab} + g \quad (8)$$

onde t é o tempo, g é a aceleração da gravidade, v_a , P_a e ρ_a são, respectivamente, a velocidade, a pressão e a massa volúmica de uma dada partícula a , P_b , ρ_b e m_b são, respectivamente, a pressão, a massa volúmica e a massa de uma dada partícula b contida no suporte compacto do kernel, W_{ab} é o kernel de interpolação e Π_{ab} é o termo de viscosidade. Finalmente, $\nabla_a W_{ab}$ é o gradiente do kernel.

O modelo de turbulência SPS – Sub-Particle Scale (Gotoh et al., 2001) é o utilizado, pois inclui não só um modelo de viscosidade mas também os efeitos ligados à turbulência através de um modelo derivado dos modelos do tipo LES (*Large Eddy simulation*). O modelo de viscosidade artificial (Monaghan, 1992), que necessita de calibração de dois parâmetros empíricos, é frequentemente utilizado para estabilizar o processo numérico, mas introduz uma difusão numérica importante, que pode alterar significativamente a altura das ondas (Didier et al., 2009).

A equação discreta de conservação de massa, no formalismo SPH, é dada por:

$$\frac{D\rho_a}{Dt} = \sum_b m_b (u_a - u_b) \cdot \nabla_a W_{ab} \quad (9)$$

As partículas movem-se de acordo com a seguinte equação:

$$\frac{Dr_a}{Dt} = u_a \quad (10)$$

Não se usa, no modelo SPH, a clássica correcção XSPH (Monaghan, 1994), que tem tendência a destabilizar o processo numérico, favorecendo o atravessamento das fronteiras sólidas pelas partículas fluidas (Didier et al., 2009).

É necessário, ainda, uma última equação, a equação de estado (Batchelor, 1974), que relaciona a pressão no fluido com a massa volúmica e é dada por:

$$P = B \left[\left(\frac{\rho}{\rho_0} \right)^\gamma - 1 \right] \quad (11)$$

Esta equação subentende que o fluido é compressível. Por razões de ordem numérica, o valor de c_0 deve ser suficientemente alto para reduzir as flutuações devidas à massa volúmica e suficientemente baixo para permitir que o modelo corra com um passo de cálculo razoável. Assim, é considerado normalmente, no cálculo, um valor de velocidade do som consideravelmente menor do que o seu valor real.

A cinemática dos escoamentos em modelos SPH é geralmente realista. Contudo, um problema inerente à formulação convencional SPH (modelo pouco compressível), baseada na formulação de Monaghan (1992, 1994), é a estabilidade da pressão. Análises preliminares (Didier et al., 2011, 2012; Martins, 2012), comparando resultados numéricos e experimentais, mostram que a re-normalização da massa volúmica é absolutamente necessária para estabilizar a pressão e calcular correctamente as forças. No entanto, a re-normalização da massa volúmica induz uma difusão numérica e uma redução da elevação da superfície livre. Com estes resultados, optou-se por aplicar a re-normalização apenas nas imediações da estrutura onde se pretende calcular a pressão e a força. Com esta abordagem, a propagação das ondas no canal não sofre difusão numérica e a pressão nas imediações da estrutura é estabilizada sem prejudicar a correcta propagação das ondas.

As instabilidades de pressão podem ser resolvidas corrigindo a função kernel, recalculando o valor da massa volúmica das partículas. A aplicação da re-normalização da massa volúmica é realizada a cada 30 iterações (valor clássico) aplicando o filtro de Shepard (Panizzo, 2004) de fácil implementação. O novo valor de massa volúmica de uma dada partícula a é calculada através de:

$$\bar{\rho}_a = \sum_b m_b \tilde{W}_{ab} \quad (12)$$

$$\tilde{W}_{ab} = \frac{W_{ab}}{\sum_b W_{ab} \frac{m_b}{\rho_b}} \quad (13)$$

No modelo SPH do LNEC, a integração no tempo é realizada utilizando o algoritmo Previsão-Correção (Monaghan, 1989). O passo de tempo é controlado automaticamente, respeitando as condições propostas por Monaghan e Kos (1999). A velocidade das partículas é calculada usando a equação discreta de conservação do momento, a massa volúmica é definida a partir da equação discreta da continuidade e, a partir destas, é calculada a posição das partículas. A pressão é calculada a partir da massa volúmica, usando a equação de estado de Tait (Batchelor, 1974).

2.4 Condições de fronteiras e condições limites

As condições de fronteira não aparecem directamente no formalismo SPH. Das condições de fronteira existentes, recorre-se no presente modelo às condições de fronteiras repulsivas, ou seja, é imposta uma força de repulsão nas partículas que constituem a fronteira sólida do domínio computacional. Classicamente, a distribuição das partículas sólidas segue a distribuição adoptada para as partículas fluidas, ou seja a distância entre partículas é d_o , quer na direcção horizontal quer na vertical. No entanto, verifica-se que as partículas fluidas podem atravessar a fronteira sólida, a *priori* impermeável. Para evitar este problema, foram introduzidas duas alterações no programa: a distância entre partículas das fronteiras é d_o independentemente da orientação da fronteira; aplica-se uma técnica de divisão das partículas da fronteira sólida, que permite reforçar a impermeabilidade desta fronteira. A técnica consiste em colocar partículas sólidas na fronteira sólida a cada $d_o/2$, em vez de d_o como se faz classicamente. Como a massa e o volume das partículas fluidas são m e V , respectivamente, as partículas sólidas passam a ter uma massa $m/2$ e um volume $V/2$ (Figura 2).

2.5 Absorção activa das ondas refletidas para modelar um canal semi-infinito

As ondas são geradas usando um batedor pistão com absorção activa das ondas reflectidas, o que permite simular um canal numérico de ondas semi-infinito (Didier e Neves, 2012). É, assim, possível realizar estudos com durações da simulação importantes e conseguir efetuar análises estatísticas dos resultados das simulações.

Uma alteração recente no modelo numérico, ao nível da técnica de absorção activa das ondas refletidas, consistiu em corrigir a deriva da posição média do batedor ao longo do tempo que se observa em algumas configurações de ensaios. É um fenómeno que existe também em canal de ondas experimental e que deve ser corrigido. O princípio de correção da deriva do batedor adoptado no canal numérico de ondas é similar ao utilizado em canal experimental, ou seja, a correção da deriva do batedor é realizada em tempo real de maneira a conservar a posição média do batedor igual, ou próxima, da sua posição inicial de repouso. A Figura 3 apresenta a posição do batedor ao longo do tempo

sem e com correcção da deriva do batedor. Verifica-se que a técnica de correcção implementada permite eliminar a deriva regular da posição do batedor e que a posição média do batedor a partir do tempo 13s encontra-se perto de 0.35m, um pouco superior à sua posição inicial localizada a 0.30m, que corresponde à sua posição de equilíbrio.

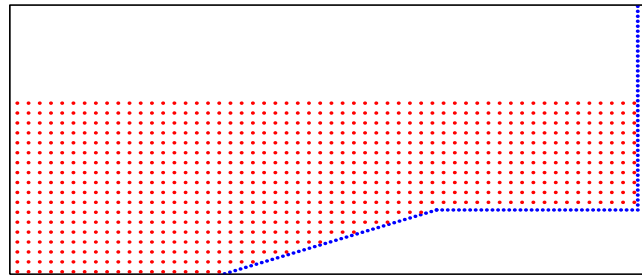


Figura 2. Domínio computacional: posição das partículas sólidas da fronteira (azul), com um espaçamento $d_o/2$ entre partículas, e distribuição inicial das partículas fluidas (vermelho) com uma distribuição segundo uma grelha cartesiana regular com d_o .

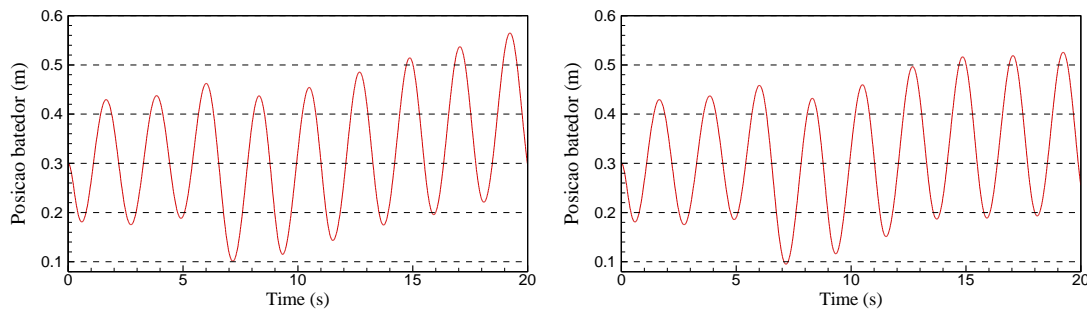


Figura 3. Posição do batedor ao longo do tempo sem (esquerda) e com (direita) correcção da deriva do batedor.

2.6 Técnica de refinamento das partículas fluidas

O método SPH apresenta, tal como referido, uma grande potencialidade na simulação de escoamentos complexos, como os que ocorrem na interacção onda-estrutura, na rebentação e no galgamento, embora exija um elevado tempo de execução.

Com o objectivo de reduzir o tempo CPU de cálculo do modelo numérico, foi implementada uma técnica de refinamento que consiste na divisão das partículas fluidas em 2, 3 ou 4 partículas ao longo do tempo de cálculo (Figura 4). Esta técnica permite correr o programa com uma resolução relativamente grosseira e com um tempo CPU relativamente curto para modelar a parte transiente do escoamento, i.e., antes da estabilização da interacção entre onda incidente e reflectida pela estrutura. Após estabilização, aplica-se a técnica de divisão das partículas fluidas em todo o domínio computacional, permitindo assim aumentar a resolução para obter resultados mais precisos. A técnica é evidentemente aplicada para estudos em canal de ondas semi-infinito, onde a parte relativa ao escoamento transiente não é relevante para a análise dos resultados.

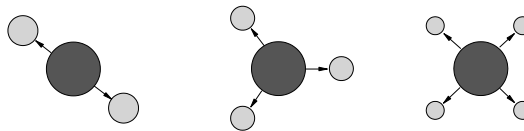


Figura 4. Refinamento por divisão das partículas fluidas, em dois, três ou quatro partículas mais pequenas.

3. MODELAÇÃO FÍSICA

Os ensaios em modelo físico foram realizados no Canal de Ondas Irregulares 1 (COI1) do LNEC. Este canal tem um comprimento total de 49.40m, com uma largura de 1.60m (0.80m de largura útil) e uma altura de 1.20m. Está equipado com um batedor do tipo pistão, dispondo de um sistema de absorção dinâmica de ondas reflectidas (AWASYS – *Active Wave Absorption System*). No entanto nos presentes ensaios não foi utilizado o sistema de absorção dinâmica.

A geometria ensaiada representa um quebra-mar impermeável com a sua parede inclinada a 2:3. O quebra-mar é assente num talude, construído em madeira, com um declive de 1:3. A parede inclinada do quebra-mar, em acrílico, assenta no topo do talude. As dimensões da secção transversal do modelo encontram-se definidas na Figura 5. A estrutura situa-se 3.62m a sotamar do bater, sobre um fundo horizontal. As características do modelo físico foram definidas com o propósito de tornar viável a sua reprodução em modelo numérico.

O canal foi equipado com quatro sondas de superfície livre do tipo resistivo. As sondas foram, respectivamente, colocadas a uma distância de 2.64m (sonda G1), 3.36m (sonda G2), 3.62m (sonda G3) e 3.94m (sonda G4) do bater. Dois sensores de pressão, P1 e P2, colocados na parede inclinada do quebra-mar permitem adquirir a variação de pressão no tempo. O centro do sensor de pressão P1 está localizado a um terço do pé da estrutura (4.262m, 0.2543m) e o do sensor de pressão P2 a dois terços (4.372m, 0.3276m). Por fim, o volume galgado, V_r , é medido a partir da medição de variação de altura de água num reservatório. Os dados experimentais foram adquiridos com uma frequência de 400Hz (Didier et al., 2011, 2012; Martins, 2012).

Os ensaios realizados contemplaram alturas de onda, H , entre 0.08m e 0.14m, com períodos de onda, T , entre 1.1s e 1.6s e profundidades junto ao bater, d , de 0.266m e 0.325m. Nos ensaios foram simuladas 12 ondas para ter um tempo de simulação compatível com o tempo de cálculo do modelo numérico SPH. Contudo, no presente trabalho, apresenta-se a validação do modelo numérico baseada unicamente em dois ensaios realizados com a profundidade de 0.325m e o período de 1.3s, sendo simuladas duas alturas de onda, $H=0.10m$ e $H=0.14m$.

Tratam-se de ensaios complexos, onde intervêm um conjunto de fenómenos que alteram significativamente as características da onda, tais como a rebentação e posterior reflexão na estrutura, galgamento da estrutura e reflexão das ondas no bater.

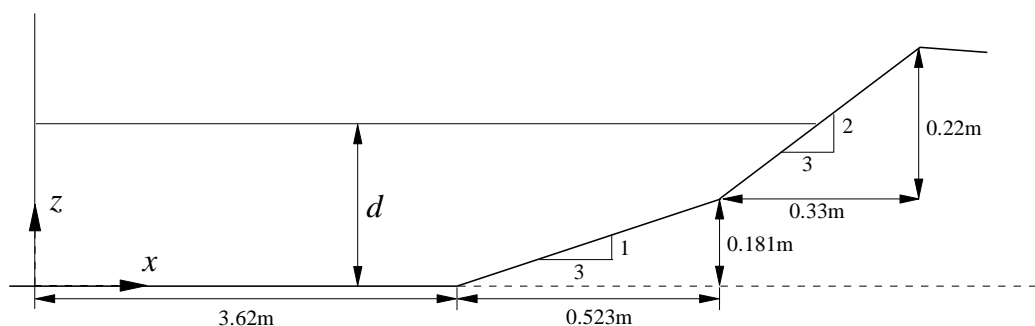


Figura 5. Representação esquemática do canal e da estrutura inclinada (2:3).

4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS E EXPERIMENTAIS

O domínio computacional é constituído, à esquerda, por um bater de tipo pistão sem absorção dinâmica e, à direita, pela estrutura costeira em estudo. As dimensões geométricas adoptadas no modelo numérico são idênticas às dimensões do modelo físico.

Foram analisadas duas ondas regulares incidentes com período de 1.3s e alturas de onda de 0.10m e 0.14m. A profundidade do canal é de 0.325m nos dois casos. A geração das ondas regulares é realizada por um bater pistão, como já foi referido, com amplitude de movimento igual à dos ensaios em modelo físico, ou seja 0.5048m e 0.7076m para altura onda de 0.10m e 0.14m, respectivamente.

O modelo de viscosidade utilizado é o SPS, o kernel é o *quadratic* e o esquema de integração no tempo é o esquema de Previsão-Correção. A re-normalização da massa volumica não é utilizada.

A resolução do domínio de cálculo adoptada para cada caso de onda simulada é apresentada na Tabela 1, onde são igualmente indicadas as resoluções relativamente à profundidade do canal, d , à altura, H , e ao comprimento de onda, L .

Tabela 1. Características da resolução do domínio computacional.

H (m)	d_o (m)	Nº part.	Resolução (m)		
			d	H	L
0.10	0.002006	330513	162	50	1007
0.14	0.002321	247259	140	60	870

A simulação numérica foi realizada para um tempo de 12.0s, aproximadamente correspondente ao tempo útil dos ensaios. O passo de tempo médio, para a altura de onda 0.10m e 0.14m, é de 1.5×10^{-5} s e 1.7×10^{-5} s, respectivamente.

O tempo CPU por período de onda, para as alturas de onda 0.10m e 0.14m, é da ordem de 36 horas e 22 horas, respectivamente, num computador PC Intel Core(TM) i7 930 com 2.80GHz.

Os resultados numéricos de elevação de superfície livre nas 4 sondas (G1 a G4), de pressão nos dois sensores de pressão (P1 e P2) e o volume galgado por onda (V_r) são aqui comparados com as medições obtidas em modelo físico. O espraioamento é também apresentado, embora não se disponham destes valores nos ensaios em modelo físico.

Nas Figuras 6 a 9 e 10 a 13 são apresentadas as séries temporais da elevação de superfície livre nas 4 sondas, G1 a G4, o volume galgado, a pressão nos sensores P1 e P2 e o espraioamento, para as alturas de onda $H=0.10\text{m}$ e 0.14m , respectivamente, obtidas com o modelo numérico SPH e com as medições dos ensaios em modelo físico.

A deformada da superfície livre é bem simulada pelo modelo numérico, para as 4 sondas, e apresenta uma boa concordância com os dados experimentais, indicando que a resolução utilizada, quer na horizontal quer na vertical, é adaptada ao problema a resolver, no que diz respeito à propagação das ondas e à interação entre onda incidente e onda reflectida, quer pela estrutura quer pelo batedor. No entanto, verificam-se diferenças mais significativas na sonda G4, que se encontra a meio do talude a 1:3, a partir do tempo de 8-9s, quando os efeitos de re-reflexão aparecem no canal, ou seja, quando as ondas re-refletidas pelo batedor chegam à estrutura. Não obstante os efeitos de re-reflexão do batedor no canal e os fenómenos fortemente não lineares, a elevação de superfície livre nas sondas G1 a G3 é muito bem simulada pelo modelo, apresentado uma muito boa concordância com os dados dos ensaios em modelo físico, onde os mesmos efeitos são observados.

O espraioamento obtido pela simulação numérica para a altura de onda 0.10 e 0.14m é similar. A análise dos resultados permite verificar que a velocidade de deslocação da frente do espraioamento é maior para a onda de altura $H=0.14\text{m}$, indicando um espraioamento mais energético para esta onda que para a onda de 0.10m. A posição inferior do espraioamento é similar para as duas alturas de onda.

O volume galgado calculado ao longo do tempo obtido com o modelo numérico apresenta uma muito boa concordância com os resultados dos ensaios para $H=0.14\text{m}$, embora esteja um pouco subestimado para $H=0.10\text{m}$. Neste último caso, a diferença mais significativa de volume galgado observada entre resultados numéricos e experimentais pode estar ligada à falta de resolução, ou seja, a uma resolução insuficiente em termos de altura de onda. Dos vários estudos realizados anteriormente e dos resultados obtidos para outras condições modeladas (altura de onda, período de onda e profundidade no canal), parece ser necessário considerar pelo menos 60 partículas por altura de onda para obter resultados numéricos independentes da resolução. A análise mais detalhada do volume galgado por onda é apresentada mais a frente, na Tab. 2.

A variação de pressão nos dois sensores de pressão é globalmente bem estimada. Observam-se diferenças mais significativas depois de 9-10s, ou seja, quando as ondas re-refletidas pelo batedor interagem com a estrutura. A concordância entre resultados numéricos e experimentais no sensor de pressão P1 é melhor que no sensor de pressão P2. Isso pode ser atribuído às limitações de funcionamento dos sensores de pressão nos ensaios para os pequenos períodos de onda (tal como o período utilizado nos ensaios, $T=1.3$) e da sua resposta. As flutuações de pressão observadas são devidas a não re-normalização da massa volúmica que permite estabilizar a pressão mas induz uma forte redução do volume galgado nos testes efectuados. Por esta razão não foi utilizada a re-normalização da massa volúmica nas simulações realizadas.

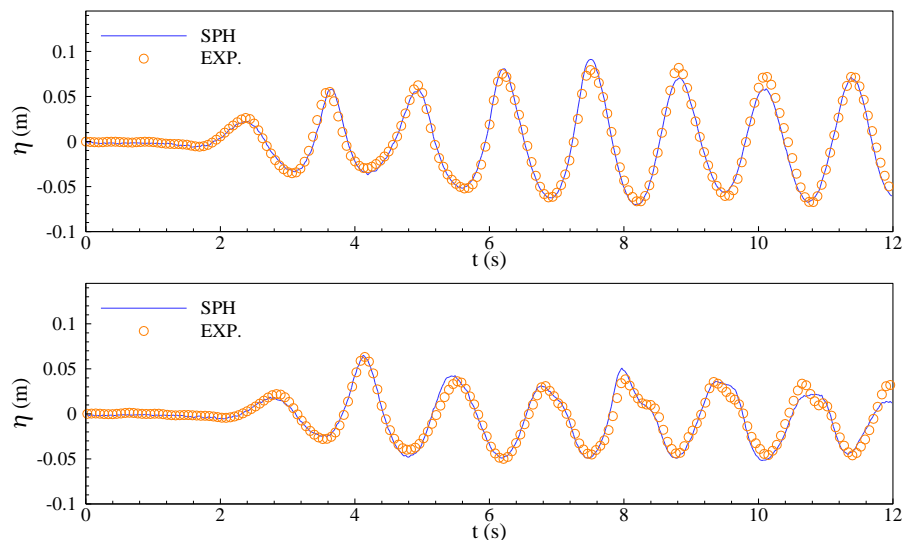


Figura 6. Elevação de superfície livre obtida com o modelo numérico SPH e com o modelo físico nas sondas G1 e G2 para $H=0.10\text{m}$ (continuação).

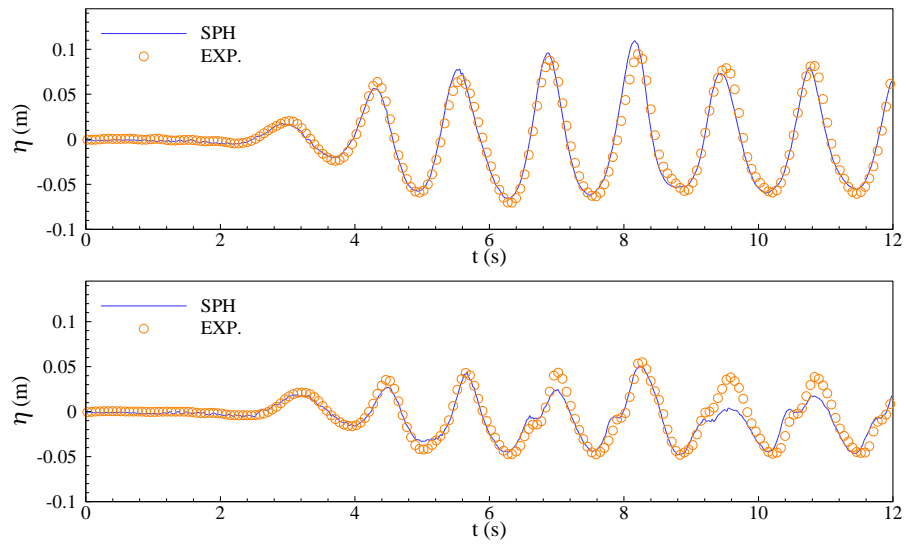


Figura 6. Elevação de superfície livre obtida com o modelo numérico SPH e com o modelo físico nas sondas G3 e G4 para $H=0.10\text{m}$.

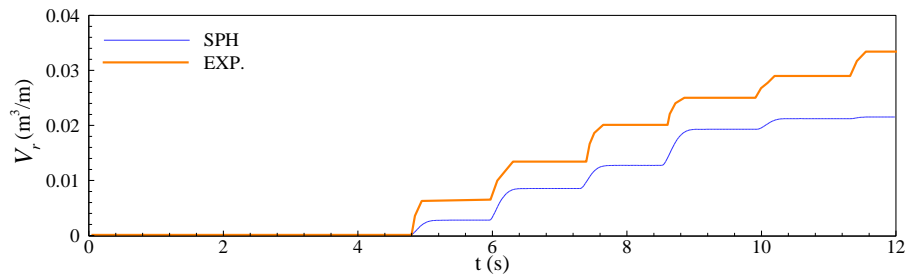


Figura 7. Volume galgado obtido com o modelo numérico SPH e com o modelo físico para $H=0.10\text{m}$.

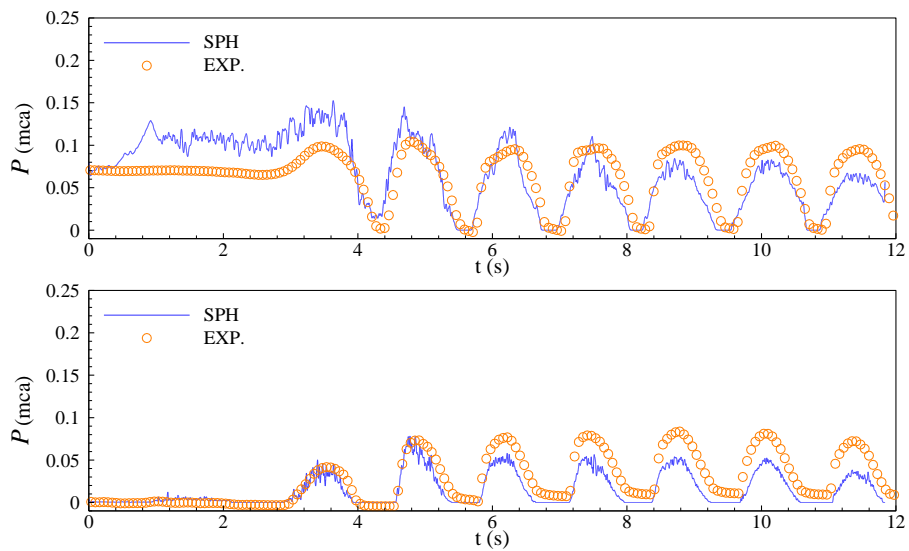


Figura 8. Pressão obtida com o modelo numérico SPH e com o modelo físico nos sensores de pressão P1 e P2 para $H=0.10\text{m}$.

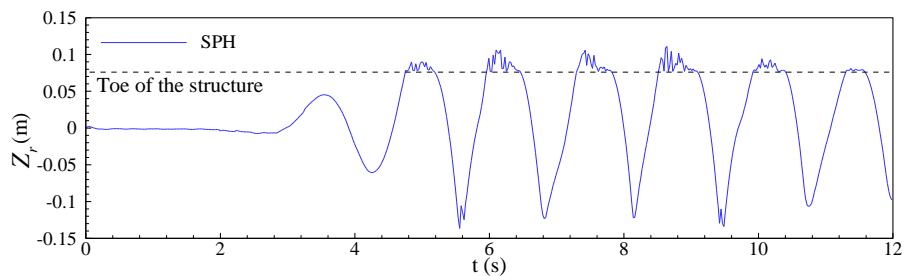


Figura 9. Espraimento obtido com o modelo numérico SPH para $H=0.10\text{m}$.

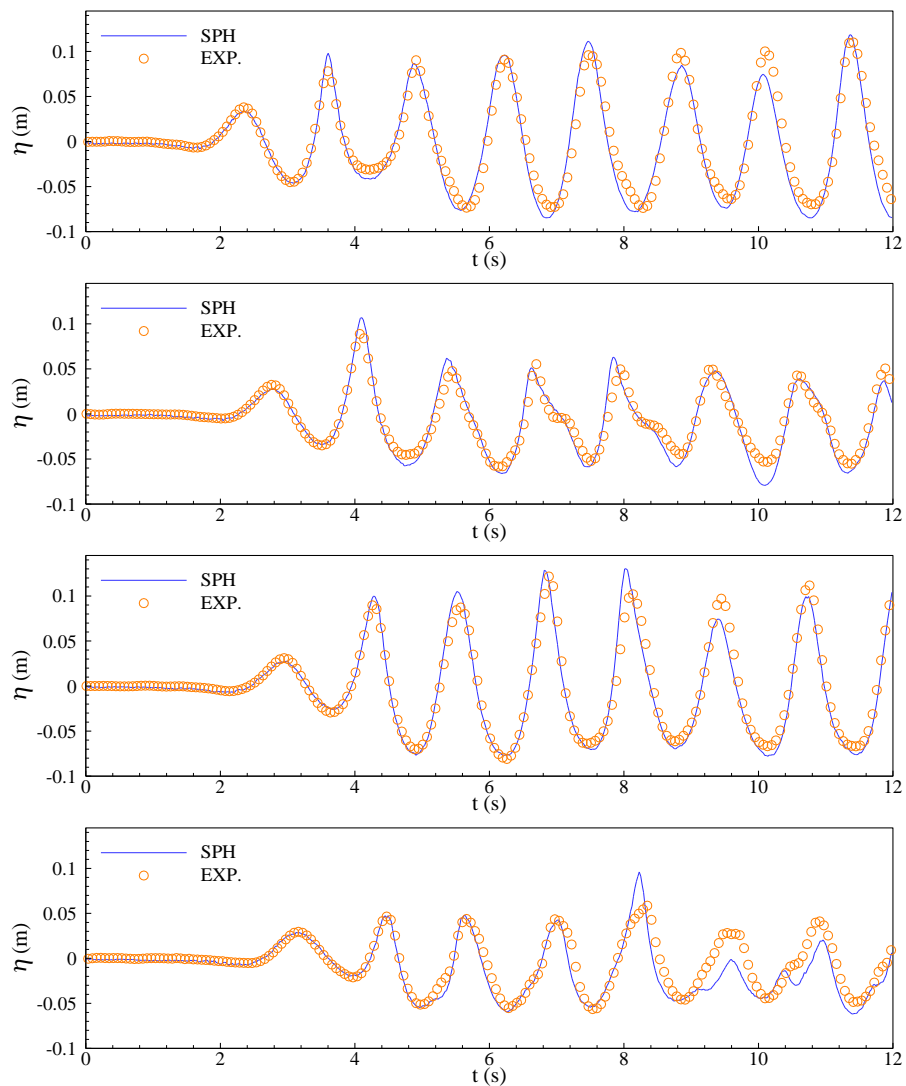


Figura 10. Elevação de superfície livre obtida com o modelo numérico SPH e com o modelo físico nas sondas G1, G2, G3 e G4 para $H=0.14\text{m}$.

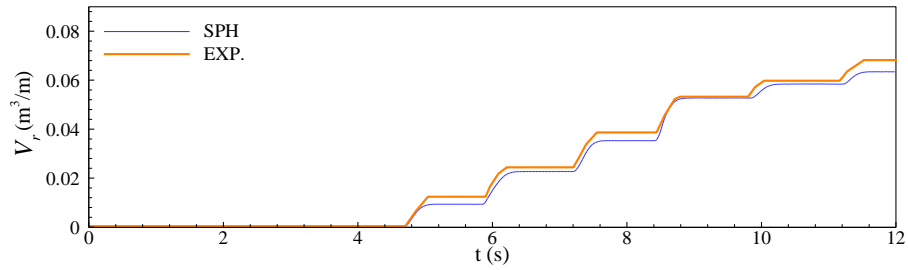


Figura 11. Volume galgado obtido com o modelo numérico SPH e com o modelo físico para $H=0.14\text{m}$.

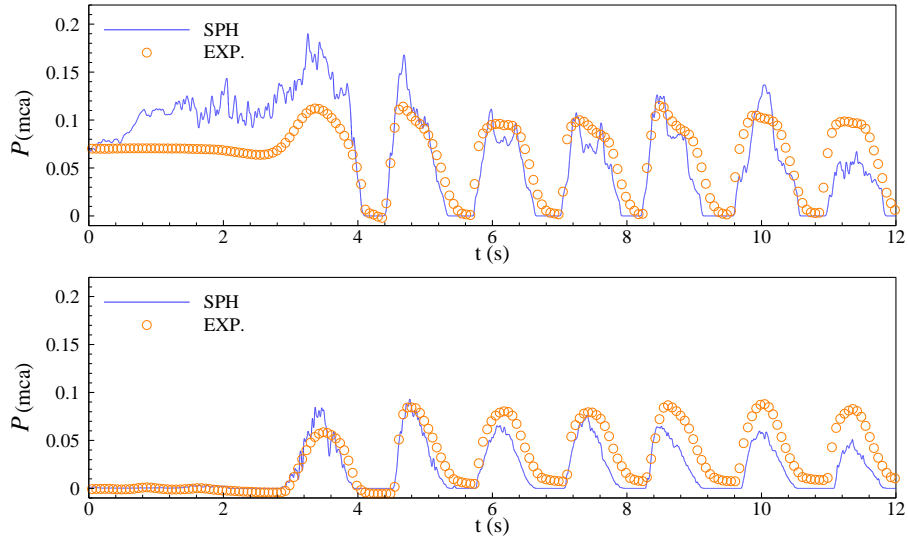


Figura 12. Pressão obtida com o modelo numérico SPH e com o modelo físico nos sensores de pressão P1 e P2 para $H=0.14\text{m}$.

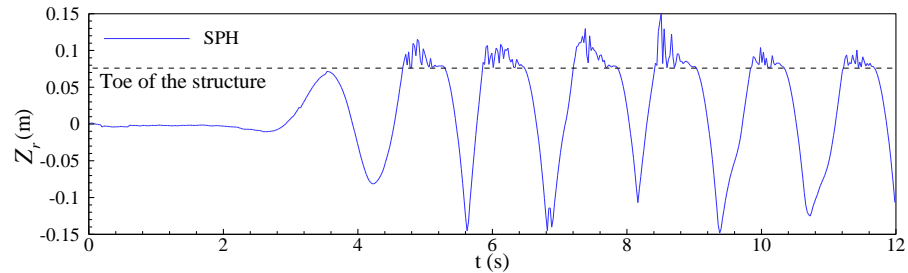


Figura 13. Espreamento obtido com o modelo numérico SPH para $H=0.14\text{m}$.

O volume galgado por metro linear de estrutura ao longo do tempo e por metro linear de estrutura por onda (ondas W1 a W6), para os resultados obtidos nos ensaios em modelo físico e no modelo numérico, são apresentados na Tab. 2. Verifica-se um erro maior, quer para o volume galgado ao longo do tempo, quer para o volume galgado por onda, para a onda de menor altura, $H=0.10\text{m}$. Comparando os resultados numéricos e experimentais, verifica-se que o volume galgado acumulado das 6 ondas apresenta um erro de 35.6% e 9.7% para a altura de onda de 0.10m e 0.14m, respetivamente. Para o volume galgado por onda, o erro médio é de 48.2% e 27.2% para a altura de onda de 0.10m e 0.14m, respetivamente. A resolução é provavelmente insuficiente no caso de altura de onda 0.10m, com apenas 50 partículas por altura de onda. Para o caso de altura de onda de 0.14m, a resolução parece adequada para ter uma boa resolução do problema. A concordância entre resultados numéricos e dados experimentais é boa, com um erro médio inferior a 10% para o volume galgado acumulado e de 27.2% para o volume galgado por onda.

A Figura 14 apresenta, para dois instantes de tempo, a posição das partículas para o caso de uma onda sinusoidal de altura $H=0.14\text{m}$. Nesta figura observa-se a interação entre a onda incidente e a onda reflectida pela estrutura e a lâmina de água produzida pelo espreamento da onda no talude, que galga o coroamento do quebra-mar.

Tabela 2. Análise do volume galgado.

H (m)			W1	W2	W3	W4	W5	W6	Média
0.10	Volume (m ³ /m)	SPH	0.0280	0.0085	0.0127	0.0193	0.0212	0.0215	-
		Exp.	0.0064	0.0134	0.0200	0.0249	0.0289	0.0334	-
		Erro %	56.18	36.27	36.30	22.57	26.73	35.48	35.59
	Volume / onda (m ³ /m/onda)	SPH	0.0028	0.0057	0.0042	0.0066	0.0019	0.0003	-
		Exp.	0.0064	0.0070	0.0066	0.0049	0.0040	0.0044	-
		Erro %	56.18	18.12	36.36	33.00	52.49	92.97	48.19
0.14	Volume (m ³ /m)	SPH	0.0093	0.0227	0.0353	0.0527	0.0584	0.0634	-
		Exp.	0.0130	0.0238	0.0398	0.0534	0.0613	0.0688	-
		Erro %	28.44	4.66	11.25	1.20	4.76	7.83	9.69
	Volume / onda (m ³ /m/onda)	SPH	0.0093	0.0134	0.0126	0.0174	0.057	0.0050	-
		Exp.	0.0130	0.0108	0.0160	0.0136	0.079	0.0075	-
		Erro %	28.44	24.00	21.07	28.14	28.61	32.89	27.19

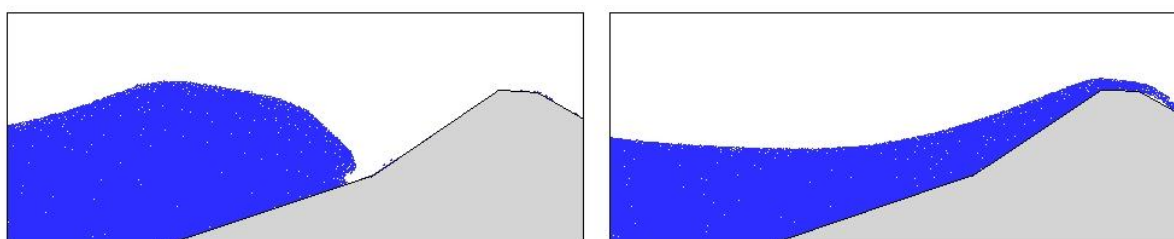


Figura 14. escoamento obtido com o modelo numérico SPH para $H=0.14\text{m}$.

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIEMENTO FUTUROS

O modelo numérico SPH do LNEC, baseado no modelo SPHysics, está a ser desenvolvido para resolver problemas de engenharia costeira. O modelo já foi validado e aplicado na análise da elevação de superfície livre e do galgamento de vários tipos de estruturas costeiras.

No entanto, para validar e analisar com maior precisão o desempenho do modelo numérico SPH, foram realizados, no LNEC, ensaios em modelo físico de interação de ondas regulares com um quebra-mar de talude impermeável. Estes ensaios foram propositadamente definidos de forma a garantir uma reprodução consistente com as características do modelo numérico: as condições limite são iguais às do modelo físico, quer no que diz respeito a dimensões do domínio de cálculo quer ao movimento do batedor, do tipo pistão, de modo a reproduzir as mesmas condições de agitação. Este é um caso difícil de modelar numericamente, pois inclui vários fenómenos complexos e não lineares, como a rebentação e a reflexão da onda, o impacto da onda no talude da estrutura e o galgamento.

A comparação dos resultados numéricos com os dados de ensaios em modelo físico para uma estrutura impermeável, concretamente da elevação de superfície livre no canal, do galgamento e da pressão na estrutura, mostra a capacidade do modelo SPH para modelar correctamente os fenómenos que intervêm no galgamento de estruturas e para prever o caudal médio galgado e as forças (pressões) nas estruturas costeiras. Estão em curso estudos para outras condições de agitação (período e altura de onda) e de profundidade. Para algumas destas condições, estão também em estudo resoluções mais finas para tentar definir um critério de resolução que permita obter resultados independentes da resolução.

Na continuação dos desenvolvimentos já realizados, prevê-se a necessidade de efectuar diferentes melhoramentos no modelo, dos quais se destacam:

- O acoplamento com um programa de propagação da agitação marítima desde o largo até as proximidades da estrutura;
- A simulação de meios porosos utilizando um modelo de meio poroso que permita modelar as camadas de enrocamento subjacentes ao talude exterior constituído por blocos (de enrocamento ou blocos artificiais).

6. AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece à Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT) o financiamento da bolsa SFRH/BPD/37901/2007. Os autores agradecem à FCT o financiamento concedido através do projecto

PTDC/ECM/114109/2009, “SPACE – Desenvolvimento e validação de um modelo Smoothed Particle Hydrodynamics para aplicações a estruturas costeiras”.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Batchelor, G.K., 1974. Introduction to Fluid Dynamics. Cambridge University Press, UK.
- Crespo, A.J.C., 2008. Application of the Smoothed Particle Hydrodynamics model SPHysics to free-surface hydrodynamics. PhD thesis, Universidade de Vigo, Espanha.
- Dalrymple, R.A. e Rogers, B.D., 2006. “Numerical modeling of water waves with the SPH method”. Coastal Engineering, Vol. 53, No 2-3, pp. 141-147.
- Didier, E. e Neves, M.G., 2008. “Estudo da interação onda-estrutura utilizando um modelo numérico Lagrangiano”. Revista Recursos Hídricos, Vol. 29, No 2, pp. 15-26.
- Didier, E. e Neves, M.G., 2009a. “Wave overtopping of a typical coastal structure of the Portuguese coast using a SPH model”. Journal of Coastal Research, Vol. SI 56, pp. 496-500.
- Didier, E. e Neves, M.G., 2009b. “Coastal flow simulation using SPH: Wave overtopping on an impermeable coastal structure”. In Proceedings of 4th International SPHERIC workshop, pp. 357-364, Nantes, França.
- Didier, E. e Neves, M.G., 2009c. “Metodo Lagrangiano para modelação numérica da interação entre uma onda e uma estrutura costeira”. In Proceedings of Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Funchal-Madeira, Portugal.
- Didier, E. e Neves, M.G., 2010. “A Lagrangian Smoothed Particles Hydrodynamics – SPH – method for modelling waves-coastal structure interaction”. In Proceedings of CFD2010 ECCOMAS, Lisboa, Portugal.
- Didier, E., Martins, R., Neves, M.G. e Vasco, J., 2011. “Interaction between wave and coastal structure: validation of two Lagrangian numerical models with experimental results”. In Proceedings of MARINE 2011 – Computational Methods in Marine Engineering IV, Lisboa, Portugal, 28 a 30 de Setembro de 2011
- Didier, E. e Neves, M.G., 2012. “A semi-infinite numerical wave flume using Smoothed Particle Hydrodynamics”. International Journal of Offshore and Polar Engineering – IJOPE, ISSN 1053-5381, Vol. 22, No 3, pp. 193-199.
- Gingold, R.A. e Monaghan, J.J., 1977. Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to non-spherical stars. Monthly Notices of the Royal Astronomical Society, Vol. 181, pp. 375-389.
- Gómez-Gesteira, M., Rogers, B.D., Dalrymple R.A., Crespo A.J.C. e Narayanaswamy, 2008. User Guide for the SPHysics Code v1.4. <http://wiki.manchester.ac.uk/sphysics>
- Gotoh, H., Shibahara, T. e Sakai, T., 2001. “Sub-particle-scale turbulence model for the MPS method-Lagrangian flow model for hydraulic engineering”. Computational Fluid Dynamics Journal, Vol. 9, No 4, pp. 339-347.
- Hu, K., Mingham, C.G. e Causon, D.M., 2000. “Numerical simulation of wave overtopping of coastal structures using non-linear shallow water equations”. Coastal Engineering, Vol. 41, pp. 433-465.
- Johnson, G., Stryk, R. e Beissel, S., 1996. “SPH for high velocity impact calculations”. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 139, pp. 347-373.
- Lara, J.L., Ruju, A. e Losada, I.J., 2011. “Reynolds averaged Navier-Stokes modelling of Ion waves induced by transient wave group on a beach”, R. Soc. A, Vol. 467, pp. 1215-1242.
- Liu, G.R., 2003. Mesh free methods. Moving beyond the finite element method. CRC press.
- Lucy, L.B., 1977. “A numerical approach to the testing of the fission hypothesis”. Astron. J., Vol. 82, No 12, pp. 1013-1024.
- Martins, R., 2011, “Análise da interação entre uma onda regular e um quebra-mar vertical usando um modelo numérico Smoothed Particle Hydrodynamics”, Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Monaghan, J.J., 1989. “On the problem of penetration in particle methods”. Journal Computational Physics, Vol. 82, pp. 1-15.
- Monaghan, J.J., 1992. “Smoothed Particle Hydrodynamics”. Annual Review of Astronomy and Astrophysics, Vol. 30, pp. 543-574.
- Monaghan, J.J., 1994. “Simulating free surface flows with SPH”. Journal of Computational Physics, Vol. 110, pp. 399-406.
- Monaghan, J.J. e Kos, A., 1999. “Solitary waves on a Cretan beach”. Journal of Waterways, Ports, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 125, pp. 145-154.
- Panizzo, A., 2007. Physical and Numerical Modelling of Sub-aerial Landslide Generated Waves. PhD thesis, Università degli Studi di L’Aquila.
- SPHysics code v1.4, 2009. <http://wiki.manchester.ac.uk/sphysics>

8. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste artigo.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Large Eddy Simulation of Turbulent Forced Convective Flows over a Pair of Circular Cylinders with Different Arrangements

Elizaldo D. dos Santos¹, Fábio M. V. da Silva², Ivoni C. Acunha Jr.², Marcelo M. Galarça², Liércio A. Isoldi¹, Luiz A. O. Rocha³

¹ Universidade Federal do Rio Grande, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: elizaldosantos@furg.br
e-mail: mvaz1981@gmail.com
e-mail: liercioisoldi@furg.br

² Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Sul, IFRS
Rua Alfredo Huch, 475, CEP: 96201-090, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: ivoni.acunha@riogrande.ifrs.edu.br
e-mail: marcelo.galarca@riogrande.ifrs.edu.br

³ Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS
Rua Sarmiento Leite, 425, CEP: 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

The present study presents large eddy simulation (LES) of forced convective heat transfer in transient, two-dimensional, incompressible turbulent flows over a pair of cylinders with two different arrangements: 1) with two circular cylinders in tandem (both cylinders are in line with the streamwise direction of the flow, $\alpha = 0^\circ$) and 2) two side-by-side circular cylinders (where both cylinders are placed transversally to the streamwise direction of the flow, $\alpha = 90^\circ$). The dynamic Smagorinsky model is employed for the sub-grid treatment. The simulations are based on the finite volume method solution for the conservation equations of mass, momentum and energy. Both simulations are performed with Reynolds and Prandtl numbers of $Re_D = 22000$ and $Pr = 0.71$, respectively. The results showed that the transient fluid dynamic and thermal patterns are strongly affected by the configuration of circular cylinders. The kind of arrangement led to a difference of nearly 20 % for time-averaged Nusselt number (Nu_D).

Keywords: Forced Convection, Turbulent Flows, LES, Pair of Cylinders, Two Arrangements

1. INTRODUCTION

In spite of extensive experimental and numerical studies almost over a century, flow around a circular cylinder still remains a challenging problem in fluid mechanics and heat transfer, where intensive investigations are continued even today to understand the complex unsteady dynamics of the cylinder wake flow (Çengel and Cimbala, 2006; Rajani et al., 2009). Another motivation for the study of this problem is its large employability for representation of several engineering problems: flows over structures (bridges, towers and buildings), aerodynamic profiles of airplanes, wind energy converters, multi-tubular heat exchangers, condensers, evaporators, steam generators and others (Çengel and Cimbala, 2006; Sahu et al., 2009).

The external flows over circular cylinders or bluff bodies has deserved several attention and many studies have been performed into the numerical and experimental framework with the purpose to evaluate from isothermal laminar flows to forced, natural or mixed convective turbulent flows around one cylinder or bluff body (Rajani et al., 2009; Sahu et al., 2009; Bouris and Bergeles, 1999; Catalano et al., 2003; Franke and Frank, 2002; Peng and Wu, 2007).

Concerning the evaluation of isothermal flows over arrangement of cylinders, Hesam and Navid (2011) evaluated numerically the unsteady, incompressible, two-dimensional laminar and turbulent flows ($Re_D = 100, 200$ and 10000) around two side-by-side circular cylinders. In this work, turbulence was tackled with the Reynolds-Averaged Navier Stokes (RANS) $k - \epsilon$ model. Lam and Zoub (2009) evaluated experimentally turbulent isothermal flows around four cylinders in an in-line square configuration with different spacing ratios at Reynolds numbers range of $11000 \leq Re_D \leq 20000$. Some three-dimensional numerical simulations were also carried out using large eddy simulation (LES). In both studies, the results indicated that several distinct flow patterns exist depending on the spacing ratio (relation between the distance of cylinders and the diameter of them) and Reynolds number of turbulent flow. This behavior also affects the mean values of drag and lift coefficients. Other important studies of turbulent isothermal flows over arrange of bluff bodies and circular cylinders with oscillation have also been reported into literature (Malekzadeh and Sohankar, 2012; Okajima et al., 2007).

For flows with convective heat transfer over arranges of cylinders, Song and Chang (1991) evaluated heat transfer and laminar fluid flow patterns in the mixed convection regimes for the pair of circular cylinders arranged transversally to the vertical air stream. It was observed that the Karman vortex street breaks down behind the heated cylinders in a transient manner for a certain Richardson number due to the buoyancy effect and vortex interaction, in contrast to the sudden breakdown applicable to a single heated cylinder. Into the turbulence framework, it has been observed studies about the influence of transient flow and heat transfer characteristics in wall-mounted matrix of cubes (Meinders and Hanjalić, 1999), stationary ribbed ducts (Sewall and Tafti, 2006) and heated blocks in the channel with transversely oscillating cylinder (Yang and Chen, 2008). However, at the authors knowledge, the influence of the geometry arrange of cylinders over the fluid dynamic and thermal behavior has not been investigated for turbulent flows with heat transfer.

The main purpose of the present work is the numerical investigation of the influence of the cylinders arrangement over the fluid dynamic and thermal behavior of incompressible, transient, turbulent forced convection flows. In this study, it is considered a two-dimensional forced convection turbulent flow over two configurations of the arrangement: 1) two cylinders in-tandem (where both cylinders are placed in line with the streamwise direction of the flow, $\alpha = 0^\circ$) and 2) two cylinders side-by-side (where both cylinders are placed transversally to the streamwise direction of the flow, $\alpha = 90^\circ$). For both cases, the Reynolds number based on the cylinder diameter and the Prandtl number are kept fixed: $Re_D = 22000$ and $Pr = 0.71$. The simulations of the present study are performed with FLUENT® (Fluent, 2007), which is based on the hexahedral finite volume method for solving the conservation equations of mass, momentum and energy (Patankar, 1980; Versteeg and Malalasekera, 1995). The turbulence is tackled using Large Eddy Simulation (LES) with dynamic Smagorinsky subgrid-scale (DSSGS) (Lesieur et al., 2005; Germano et al., 1991; Lilly, 1992). The latter closure model is selected instead of classical modeling (RANS) due to its higher universality and better application for correct prediction of unsteady phenomena, such as recirculations behind cylinders, shedding of Karman vortices in a wake and Kelvin-Helmholtz vortices in mixing layer. Examples of these statements are presented in previous studies (Wilcox, 2002; Dos Santos et al., 2011).

2. MATHEMATICAL AND NUMERICAL MODELING

The modeling of transient, incompressible, forced convection turbulent flow is based on the solution of the conservation equations of the problem together with its boundary and initial conditions. In the LES approach, the mass, momentum and energy equations are spatially filtered with a box filter. These equations can be written as (Lesieur et al., 2005):

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\bar{v}_i \bar{v}_j)}{\partial x_j} = -\frac{1}{\bar{\rho}} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_j} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \nu \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) - \tau_{ij} \right\} \quad (2)$$

$$\frac{\partial \bar{T}}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{v}_j \bar{T}) - \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ \alpha \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} - q_j \right\} - \bar{q}''' = 0 \quad (3)$$

where $(\bar{\quad})$ represents the large (filtered) scales, ρ is the fluid density (kg/m³); ν is the kinematic viscosity (m²/s); α is the thermal diffusivity (m²/s); v_i is the velocity in i -direction, $i = 1, 2$ and 3 (m/s); p is the pressure (N/m²); T is the temperature (K); δ_{ij} is the Kronecker delta, t represents the time domain (s); q''' is the source per volume (W/m³). The terms τ_{ij} and q_j that arise in the filtering process of the momentum and energy conservation equations, respectively, need to be modeled and can be written as:

$$\tau_{ij} = \overline{v_i v_j} - \bar{v}_i \bar{v}_j \quad (4)$$

$$q_j = \overline{v_j T} - \bar{v}_j \bar{T} \quad (5)$$

Concerning the dynamic Smagorinsky subgrid-scale model (DSSGS), it is based on the hypothesis of Boussinesq's eddy viscosity (Lesieur et al, 2005). For incompressible flows, the turbulent tensor can be written as:

$$\tau_{ij} = \nu_{sgs} \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (6)$$

where ν_{sgs} is the kinematic eddy viscosity (m²/s) and k is the turbulent kinetic energy (m²/s²). The turbulent transport of the temperature is obtained by an analogy with the subgrid Reynolds tensor (Lesieur et al., 2005), and is given by:

$$q_j = \alpha_{sgs} \frac{\partial \bar{T}}{\partial x_j} \quad (7)$$

in which α_{sgs} is the thermal eddy diffusivity (m²/s).

According to the model, the kinematic eddy viscosity and the thermal eddy diffusivity are given by:

$$\nu_{sgs} = C(x,t)^2 \bar{\Delta}^{-2} |\bar{S}| \quad (8)$$

$$\alpha_{sgs} = \frac{C(x,t)^2}{Pr_{sgs}(x,t)} \bar{\Delta}^{-2} |\bar{S}| \quad (9)$$

where $\bar{\Delta}$ is the subgrid-scale characteristic length (m); $|\bar{S}|$ is the strain-rate of the filtered field (s⁻¹) and \bar{S}_{ij} is the filtered-field deformation tensor (s⁻¹), which are given by:

$$\bar{\Delta} = \sqrt[3]{\prod_{i=1}^3 \Delta x_i} \quad (10)$$

$$|\bar{S}| = \sqrt{2 \bar{S}_{ij} \bar{S}_{ij}} \quad (11)$$

$$\bar{S}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{v}_j}{\partial x_i} \right) \quad (12)$$

The Smagorinsky constant, $C(x,t)$, and the SGS turbulent Prandtl number, $Pr_{sgs}(x,t)$, are dynamically computed based on the approach proposed by Germano et al. (1991) and modified by Lilly (1992). This modeling is based on the use of two spatial filters with different lengths, providing information on the energy transfer between the solved (obtained in the test filtering region) and not solved scales of motion (Lesieur et al., 2005). More details on the SGS model can be found in the works of Lesieur et al. (2005), Germano et al. (1991) and Lilly (1992).

Concerning the numerical approach of turbulent flows, Eqs. (1) to (3) are solved using a CFD package based on hexahedral finite volume method (FVM) (FLUENT[®]) (Fluent, 2007). The solver is pressure based and all simulations reported were performed with second-order spatial (bounded central differencing) and implicit temporal discretizations. The bounded central differencing scheme consists of a mixture of two advection schemes: central differencing for regions where the flow is diffusive dominant and upwind of second order for regions where advection is dominant (Gaskell and Lau, 1988; Leonard, 1991; Zhu and Rodi, 1991). The velocity-pressure coupling is performed with SIMPLE method. More details about the FVM can be found in the works of Patankar (1980) and Versteeg and Malalasekera (1995). Concerning the solution convergence, the calculations were considered converged when the residuals for the mass, momentum and energy were less than 10^{-5} , 10^{-6} and 10^{-8} , respectively. Moreover, an under-relaxation factor of 0.7 was imposed for all conservation equations.

The numerical simulations were performed using a computer with two dual-core Intel processors with 2.67 GHz clock and 8GB of RAM memory. The time processing for the simulations was nearly 2.0×10^6 s.

In order to evaluate the closure model accuracy for the simulation of turbulent external flows, the results obtained here for the Strouhal number (St_h) and the drag coefficient (C_d) for an isothermal flow around a bluff body of square cross section with $Re_D = 22000$ are compared with the numerical results of Bouris and Bergeles (1999) and experimental of Lyn et al. (1995). The results are presented in Table 1. In comparison with the numerical results of Bouris and Bergeles (1999) the highest difference observed is nearly 3% for the Strouhal number. All results are also in agreement with the experimental predictions of Lyn et al. (1995).

For cases with convection heat transfer, the method was previously evaluated in the work of Dos Santos et al. (2009) and Da Silva et al. (2009). Results showed a close concordance with numerical and experimental results of literature and, for the sake of brevity, will not be repeated here.

Table 1. Comparison of time-averaged parameters for a flow over a square bluff body at $Re_D = 22000$ and $Pr = 0.71$ and those of Bouris and Bergelis (1999) and Lyn et al. (1995).

Reference / Parameter	St _h	C _d
Lyn et al. (1995)	0.132 ± 0.004	2.05 – 2.23
Bouris and Bergeles (1999)	0.134	2.18
Present Method	0.130	2.23

3. PROBLEM DESCRIPTION

For the problem of this study, it is considered a flow over two cylinders of diameter $D = 0.1$ m. The distance between the cylinders measured from the center of one cylinder to the center of the other one is $p = 1.25D = 0.125$ m. Figure 1 depicts the flow domain for the two configurations evaluated: $\alpha = 0^\circ$ (Fig. 1(a)) and $\alpha = 90^\circ$ (Fig. 1(b)). The computational domain has the following dimensions: $L = 24.5D = 2.45$ m, $H = 15D = 1.5$ m, $L_1 = 8D = 0.8$ m. The fluid flow in the domain is generated by the imposition of constant profile of velocity $u_\infty = 32$ m/s (stream velocity) at the inlet surface. The surfaces of the cylinders present the non-slip and the impermeability boundary conditions ($u_w = 0$ m/s). The superior and inferior surfaces are periodic (in order to avoid the restriction of the free stream flow) and the right lateral surface (named outlet) has an outflow boundary condition. For the thermal field, the heating of the fluid is a result of the temperature difference between the free stream temperature ($T_\infty = 20$ °C), which is constant and imposed at the inlet surface, and the temperature of the cylinders ($T_S = 30$ °C).

Concerning the spatial discretization, it is employed a grid with $350 \times 300 \times 1$ in the streamwise (x), normal (y) and spanwise (z) directions, respectively. Moreover, the grid is stretched with a higher refinement near the cylinders surfaces. The minimal cut-off wavenumber for both simulations is $k_c = \pi/\Delta x = 700$ m⁻¹. For temporal discretization, it is employed a time-step of $\Delta t = 3.0 \times 10^{-4}$ s or $\Delta t^* = \Delta t u_\infty / D = 3 \times 10^{-2}$. The time-averaged parameters were collected for the flow at the steady state, more precisely from $t = 2.3$ s to $t = 4.3$ s.

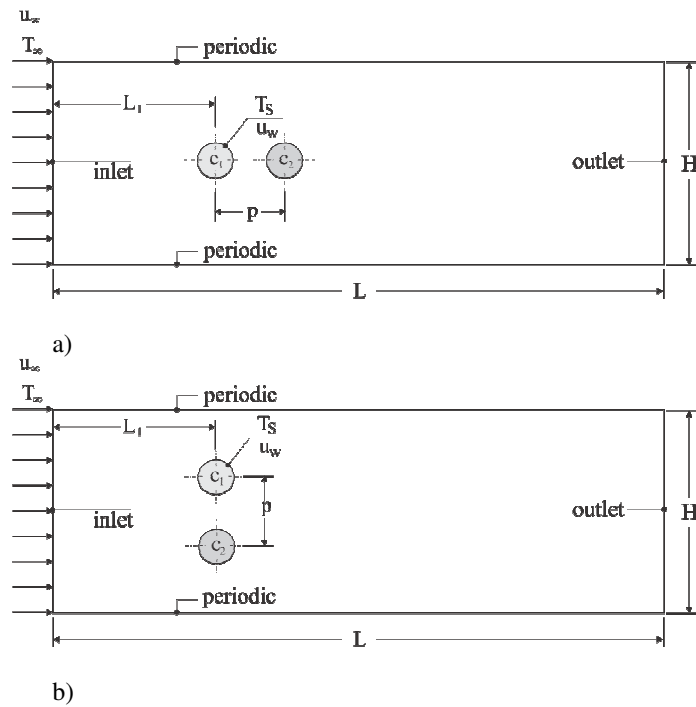


Figure 1. Computational domain of forced convective turbulent flow at $Re_D = 22000$ and $Pr = 0.71$ for two kind of arrangements: (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 90^\circ$.

4. RESULTS

Firstly, it is performed a qualitative evaluation of the influence of two arrangements of cylinders over transient behavior of thermal field. Figure 2(a) – (d) presents the topologies of the temperature field for the case with $\alpha = 0^\circ$ and for the following dimensionless instants of time: $t^* = 4.82, 9.65, 19.30$ and 24.12 (respectively). Figure 3(a) – (d) shows the topologies of temperature field for the case with $\alpha = 90^\circ$ and for the same time steps obtained for the previous case. The temperature ranged from $T_\infty = 20^\circ\text{C}$ (blue color) to $T_S = 30^\circ\text{C}$ (red color).

In the first case ($\alpha = 0^\circ$) it is observed for the initial instant of time (Fig. 2(a)) the formation of two symmetric pair of vortices behind both cylinders (c_1 and c_2). However, the recirculation region behind cylinder c_1 is suppressed due to the presence of the second cylinder (c_2). As a result, the flow in the region between the cylinders is also meagered, leading to a poor convective heat transfer in that region. Afterwards, for $t^* = 9.65$, it is noticed a stretching process and the vortices became asymmetric, similarly to the behavior observed for the flow over only one cylinder. The difference here is caused by the influence of the reattached flow of cylinder c_1 over the surface of cylinder c_2 , which also affects the length of recirculation region behind the cylinder c_2 . In Figure 2(b) it is also observed the stretching of the vortices and the collapse of one of the vortices, in this case the lower one. As time advances, for $t^* = 19.30$ and $t^* = 24.12$, it is developed a regular configuration of alternated vortices originating dominant large-scale Kármán vortices. The large eddies are formed at a regular frequency, and they produce disturbances in the flow. It is also seen the increase of the multiplicity of scales due to the transition from laminar to turbulent flow. This behavior has been also reported into literature (Ozgoren et al., 2011). Figure 2(d) presents the vortex street of von Kármán. Moreover, it is observed that for cylinder c_2 the angle of boundary layer detachment is higher than that noticed for cylinder c_1 . This fact is a consequence of the increase of momentum caused by the presence of cylinder c_1 . This behavior certainly influences the fluid dynamic and thermal behavior of the flow in comparison with only one cylinder immersed in the flow and is reflected in the drag forces and heat transfer from cylinder to the flow.

For the second case ($\alpha = 90^\circ$), it is clearly observed several differences on the thermal field in comparison with the previous case ($\alpha = 0^\circ$). For the initial time step ($t^* = 4.82$) it is seen two mixed layers in the upper and lower regions of both cylinders. However, for this case the proximity between both cylinders (c_1 and c_2) modifies the velocity field that reaches the region between both cylinders. As a consequence, asymmetric recirculations are generated behind each cylinder, differently from what was observed for the previous case ($\alpha = 0^\circ$). Afterwards, for the instants of time $t^* = 9.65$ and $t^* = 19.30$, the topologies clearly revealed the bistability behavior of the flow over this configuration. It is worthy to mention that, turbulent bistable flows are extremely difficult to be captured by numerical turbulence approaches. The topologies also shown that the detachment of the boundary layer happens

before for the case with $\alpha = 90^\circ$ than for the case with $\alpha = 0^\circ$. This fact, probably, conduct to an increase of the drag forces that act over the cylinders. Figure 3 (d) shows two large vortices behind both cylinders, which are stretched generating vortex street of large dimension in the transversal direction, i.e., a higher downstream region can be affected by the vortex street of the cylinders. This recommendation is important for the insertion of new cylinders in the downstream region of domain.

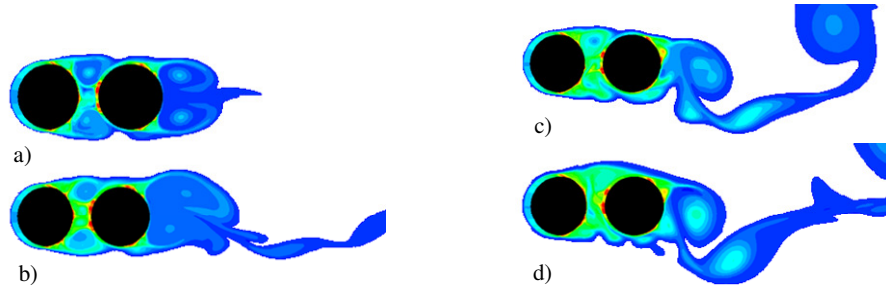


Figure 2. Topologies of the thermal field for $Re_D = 22000$, $Pr = 0.71$ and $\alpha = 0^\circ$ for the following dimensionless instants of time: (a) $t^* = 4.82$, (b) $t^* = 9.65$, (c) $t^* = 19.30$, (d) $t^* = 24.12$.

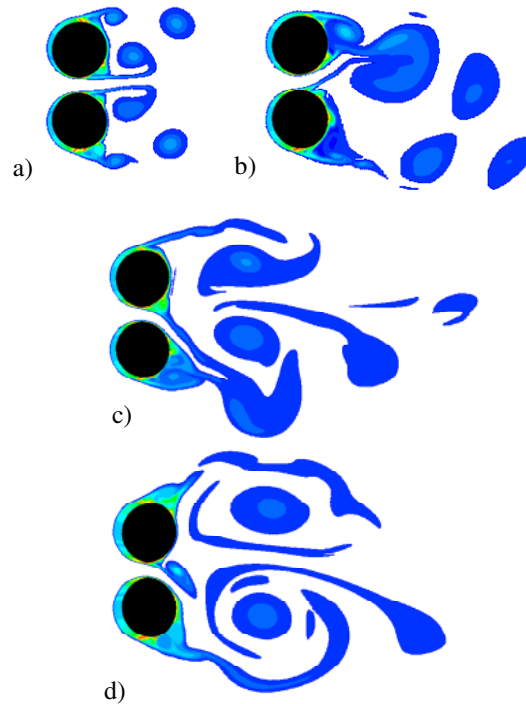


Figure 3. Topologies of the thermal field for $Re_D = 22000$, $Pr = 0.71$ and $\alpha = 90^\circ$ for the following dimensionless instants of time: (a) $t^* = 4.82$, (b) $t^* = 9.65$, (c) $t^* = 19.30$, (d) $t^* = 24.12$.

With the purpose to evaluate quantitatively the arrangement influence over the fluid dynamic and thermal fields of the flow, the drag coefficients and Nusselt numbers spatially averaged for the cylinders c_1 and c_2 are evaluated.

Figure 4(a) shows the spatial averaged coefficient of drag (C_d) as a function of dimensionless time for the configuration $\alpha = 0^\circ$. As expected, cylinder c_1 has a higher time-averaged C_d than that obtained for cylinder c_2 . The drag coefficient for c_1 is $C_d = 0.85$, while for c_2 is $C_d = 0.01$. The placement of cylinder c_2 in a region of low pressure justifies the drastic reduction of its drag coefficient. In spite of the lower magnitude of C_d for cylinder c_2 , the fluctuation of C_d for the latter cylinder is higher than that observed for cylinder c_1 . This fact is related with the increase of multiplicity of scales caused by the presence of cylinder c_1 before cylinder c_2 , i.e., the multiplicity of scales are generated from cylinder c_1 to cylinder c_2 .

Figure 4(b) shows the spatial averaged coefficient of drag (C_d) as a function of dimensionless time for the configuration $\alpha = 90^\circ$. For this case, the time-averaged C_d for both cylinders (c_1 and c_2) has nearly the same

magnitude ($C_{d,c1} = 1.86$ and $C_{d,c2} = 1.80$). As can be observed, the drag coefficient is higher for $\alpha = 90^\circ$ than for the case with $\alpha = 0^\circ$. For cylinder c_1 , the drag coefficient increases nearly 120 %, while for cylinder c_2 is observed a step variation, from $C_d = 0.01$ to $C_d = 1.80$. Moreover, the fluctuations for both cylinders for the case with $\alpha = 90^\circ$ also increase in comparison with both cylinders for the case with $\alpha = 0^\circ$. For example, the highest fluctuation for cylinder c_1 and $\alpha = 90^\circ$ is $C_d' = C_{d,max} - C_{d,ave} = 1.2$. For the case $\alpha = 0^\circ$, the highest fluctuation C_d' is $C_d' = 0.83$ for cylinder c_2 . Other important observation was the reflection of the bistable effect of turbulent flow over the computation of drag coefficient. In other words, in some periods of time the C_d for cylinder c_1 increases or decreases while the C_d for cylinder c_2 behaves in opposite direction. This behavior seems more evident for $t^* \geq 150$.

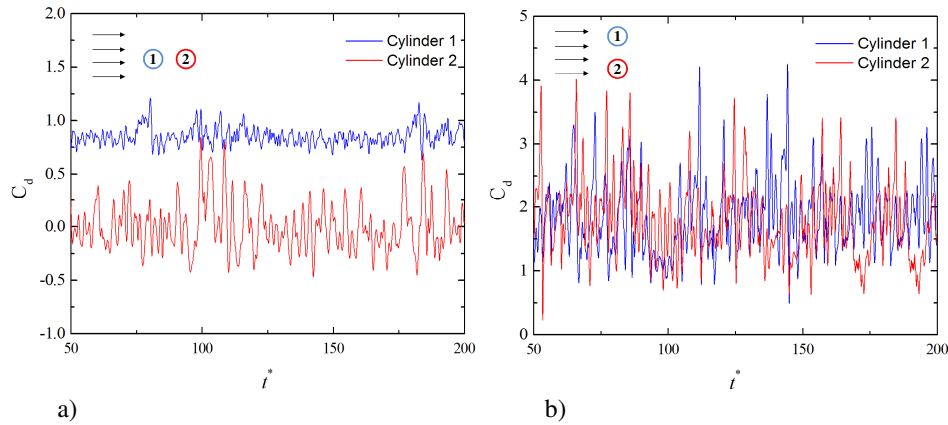


Figure 4. Transient behavior of the drag coefficient (C_d) in cylinders 1 and 2 for the flow with $Re_D = 22000$, $Pr = 0.71$ for two arrangements: (a) $\alpha = 0^\circ$ and (b) $\alpha = 90^\circ$.

Figure 5(a) shows the spatial averaged Nusselt number as a function of dimensionless time for case $\alpha = 0^\circ$. As observed for C_d in Fig. 4(a), the Nusselt number also decreases from cylinder c_1 ($Nu_D = 120.26$) to cylinder c_2 ($Nu_D = 100.27$). Moreover, the multiplicity of scales generated from cylinder c_1 to cylinder c_2 not only affects the fluctuations of C_d but also the fluctuations of Nusselt number. The highest fluctuation for cylinder c_2 is nearly 50 % higher than that observed for cylinder c_1 .

Figure 7 shows the spatial averaged Nusselt number as a function of dimensionless time for case $\alpha = 90^\circ$. The time-averaged Nusselt number for both cylinders are almost the same ($Nu_D = 122.00$). For cylinder c_2 it is noticed an increase of 22 % in the time-averaged Nu_D . As observed for coefficient of drag, for the case with $\alpha = 90^\circ$, the bistable effect alternates the magnitude of Nusselt number between the cylinders, which is not observed for the case $\alpha = 0^\circ$. Concerning the fluctuations of Nusselt number, for cylinder c_2 it is noticed an increase of 24 % in the highest fluctuation from case $\alpha = 0^\circ$ to the case with $\alpha = 90^\circ$.

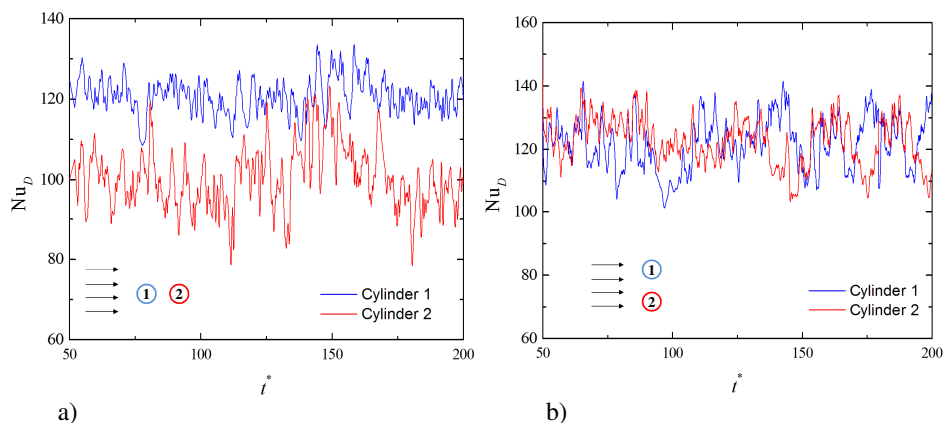


Figure 5. Transient behavior of the Nusselt number (Nu_D) in cylinders 1 and 2 for the flow with $Re_D = 22000$, $Pr = 0.71$ for two arrangements: (a) $\alpha = 0^\circ$, (b) $\alpha = 90^\circ$.

5. CONCLUSIONS

In the present work it was considered a numerical investigation of the influence of the cylinder arrangement over the fluid dynamic and thermal behavior of incompressible, transient, turbulent forced convection flows at $Re_D = 22000$ and $Pr = 0.71$. More precisely, it was considered two configurations of the arrangement: 1) two cylinders in tandem ($\alpha = 0^\circ$) and 2) two cylinders side-by-side ($\alpha = 90^\circ$). The simulations were performed with FLUENT® (Fluent, 2007), which is based on the hexahedral finite volume method for solving the conservation equations of mass, momentum and energy (Patankar, 1980; Versteeg and Malalasekera, 1995). The turbulence was tackled with LES and dynamic Smagorinsky subgrid-scale (DSSGS) (Lesieur et al., 2005).

The results shown a strong dependence of the transient fluid dynamic and thermal behavior of forced convection turbulent flows for both evaluated configurations: $\alpha = 0^\circ$ and $\alpha = 90^\circ$. The transient temperature topologies showed that, the generation of mixing layers, alternated vortices behind the cylinders, the stretched of these vortices and its deliberation in vortex streets of von Kármán were different for both configurations. For the case with $\alpha = 90^\circ$, it was also observed that the flow behaved in a bistable form, which is extremely difficult to be predicted by numerical methods in turbulence.

In order to perform a quantitatively comparison between the two arrangements, the drag coefficient (C_d) and Nusselt number (Nu_D) for cylinders c_1 and c_2 were evaluated. For both parameters, it was noticed symmetric values for the case with $\alpha = 90^\circ$ in cylinders c_1 and c_2 . On the opposite, for the case with $\alpha = 0^\circ$, a step reduction were observed from cylinder c_1 to cylinder c_2 (almost 20 % for the Nusselt number). Moreover, the time-averaged and fluctuations of C_d and Nu_D also increased from $\alpha = 0^\circ$ to $\alpha = 90^\circ$ in both cylinders. For time-averaged C_d , it was noticed an increase of nearly 120 % for c_1 and a step variation for c_2 . Concerning the Nusselt number, the time-averaged parameter for cylinder c_2 increased approximately 22 % from $\alpha = 0^\circ$ to $\alpha = 90^\circ$. It is also important to mention that, the bistable behavior of the flow captured for $\alpha = 90^\circ$ was reflected in the transient pattern of drag coefficient and Nusselt numbers.

6. ACKNOWLEDGMENTS

Professor E. D. dos Santos thanks FAPERGS by financial support (Process: 12/1418-4). Professor L. A. O. Rocha work was sponsored by CNPq, Brasília, Brasil.

7. REFERENCES

- Bouris, D., Bergeles, G., 1999. "2D LES of Vortex Shedding from a Square Cylinder", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 80, pp. 31-46.
- Catalano, P., Wang, M., Iaccarino, G., Moin, P., 2003. "Numerical simulation of the flow around a circular cylinder at high Reynolds numbers", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 24, pp. 463 – 469.
- Çengel, Y. A., Cimbala, J. M., 2006. *Fluid Mechanics: Fundamentals and Application*. New York: McGraw-Hill.
- da Silva, F. M. V.; Dos Santos, E. D.; Rocha, L. A. O., 2009. "Simulation of Forced Convection Flows over Circular Cylinders" (in portuguese), in *Proc. 3rd Southern Conference on Computational Modeling*, Rio Grande, Brasil, pp. 1 – 4.
- Dos Santos, E. D., Dall'Agnol, A.; Petry, A. P.; Rocha, L. A. O., 2009. "Heat Transfer Optimization of Cross-Flow over Assemblies of Bluff Bodies employing Constructural Principle", in *Proc. 20th International Congress of Mechanical Engineering*, Gramado, Brasil, pp. 1 – 8.
- Dos Santos, E. D., Piccoli, G. L., França, F. H. R., Petry, A. P., 2011. "Analysis of Mixed Convection in Transient Laminar and Turbulent Flows in Driven Cavities", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 54, pp. 4585 – 4595.
- Fluent (version 6.3.16), ANSYS, Inc., 2007.
- Franke, J., Frank, W., 2002. "Large Eddy Simulation of the Flow Past a Circular Cylinder at $Re_D = 3900$ ", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 90, pp. 1191 – 1206.
- Gaskell, P. H., Lau, A. K. C., 1988. "Curvature-Compensated Convective Transport: SMART, a New Boundedness-Preserving Transport Algorithm", *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 8 (6), pp. 617 – 641.
- Germano, M., Piomelli, U., Moin, P., Cabot, W. H., 1991. "A Dynamic Sub-Grid-Scale Eddy Viscosity Model", *Physics of Fluids A*, Vol. 3, pp. 1760 – 1765.
- Hesam, S.-M., Navid, N., 2011. "Numerical Simulation of Flow over Two Side-by-Side Circular Cylinders", *Journal of Hydrodynamics*, Vol. 23 (6), pp. 792 – 805.
- Lam, K., Zoub, L., 2009. "Experimental study and large eddy simulation for the turbulent flow around four cylinders in an in-line square configuration", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 30, pp. 276 – 285.

- Leonard, B. P., 1991. "The Ultimate Conservative Difference Scheme Applied to Unsteady One-dimensional Advection", *Computational Methods Applied Mechanics Engineering*, Vol. 88, pp. 17 – 74.
- Lesieur, M., Méttais, O., Comte, P., 2005. *Large-eddy Simulations of Turbulence*, Cambridge, New York.
- Lilly, D. K., 1992. "A Proposal Modification of the Germano Subgrid-Scale Closure Method", *Phys. Fluids A*, Vol. 4, pp. 633-635.
- Lyn, D., Elinav, S., Rodi, W., Park, J., 1995. "A Laser Doppler Velocimetry Study of Ensemble-Averaged Characteristics of the Turbulent Near Wake of a Square Cylinder", *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 304, pp. 285 – 319.
- Malekzadeh, S., Sohankar, A., 2012. "Reduction of Fluid Forces and Heat Transfer on a Square Cylinder in a Laminar Flow Regime using a Control Plate", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 34, pp. 15 – 27.
- Meinders, E.R., Hanjalić, K., 1999. "Vortex Structure and Heat Transfer in Turbulent Flow over a Wall-Mounted Matrix of Cubes", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 20, pp. 255 – 267.
- Okajima, A., Yasui, S., Kiwata, T., Kimura, S., 2007. "Flow-induced Streamwise Oscillation of Two Circular Cylinders in Tandem Arrangement", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 28, pp. 552–560.
- Ozgoren, M., Pinar, E., Sahin, B., Akilli, H., 2011. "Comparison of Flow Structures in the Downstream Region of a Cylinder and Sphere", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 32, pp. 1138 – 1146.
- Patankar, S. V., 1980. *Numerical Heat Transfer and Fluid Flow*, McGraw Hill, New York.
- Perng, S-W., Wu, H-W., 2007. "Buoyancy-aided/opposed convection heat transfer for unsteady turbulent across a square cylinder in a vertical channel", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 50, pp. 3701 – 3717.
- Rajani, B. N., Kandasamy, A., Majumdar, S., 2009. "Numerical Simulation of Laminar Flow Past a Circular Cylinder", *Applied Mathematical Modelling*, Vol. 33, pp. 1228 – 1247, 2009.
- Sahu, A. K., Chhabra, R. P., Eswaran, V., 2009. "Effects of Reynolds and Prandtl numbers on heat transfer from a square cylinder in the unsteady flow regime", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 52, pp. 839 – 850.
- Sewall, E. A., Tafti, D. K., 2006. "Experimental Validation of Large Eddy Simulations of Flow and Heat Transfer in a Stationary Ribbed Duct", *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 27, pp. 243–258.
- Song, C-J., Chang, K-S., 1991. "Heat Transfer and Interactive Buoyant Vortex Shedding by a Pair of Circular Cylinders in Transverse Arrangement", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 34 (6), pp. 1347-1354.
- Versteeg, H. K., Malalasekera, W., 1995. *An Introduction to Computational Fluid Dynamics – The Finite Volume Method*, Longman, England.
- Wilcox, D.C., 2002. *Turbulence Modeling for CFD*, second ed., DCW Industries, La Canada.
- Yang, Y-T., Chen, C-H., 2008. "Numerical Simulation of Turbulent Fluid Flow and Heat Transfer Characteristics of Heated Blocks in the Channel with an Oscillating Cylinder", *International Journal of Heat and Mass Transfer*, Vol. 51, pp. 1603–1612.
- Zhu, J., Rodi, W., 1991. "A Low Dispersion and Bounded Convection Scheme", *Computational Methods Applied Mechanics Engineering*, Vol. 92, pp. 225 – 232.

5. RESPONSIBILITY NOTICE

The author(s) is (are) the only responsible for the printed material included in this paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

APLICAÇÃO DE UMA METODOLOGIA PARA ANÁLISE DE EFICIÊNCIA EM TERMINAIS DE CONTÊINERES

M.S.Oliveira¹, A.M.V.Azambuja², M.L.P.Lima³

¹ Universidade Federal do Rio Grande

^{2,3} Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, Km 8, Campus Carreiros, 96201-900, Rio Grande, RS, Brasil

¹ e-mail: maiuiel1988@gmail.com

² e-mail: anamariaazambuja@hotmail.com

³ e-mail: mlplfurg@gmail.com

RESUMO

A produção de um país depende, além da boa relação com outras nações, da sua eficiência logística. Para o crescimento econômico que se desenha para o Brasil é necessária uma logística adequada para escoar os produtos e, dessa forma, aumentar a competitividade com o exterior e a produtividade do país. Considerando que atualmente em torno de 70% das cargas transportadas utilizam contêineres, é de interesse verificar a eficiência das operações em terminais de contêineres como formar de torná-los mais competitivos a nível mundial. Para tal, aplicou-se a técnica conhecida como Análise Envoltória de Dados (DEA). Utilizou-se o modelo BCC orientado para produto para construir um escore de eficiência a partir dos insumos e produtos relevantes no processo de movimentação das cargas, focando a questão da acessibilidade aos terminais de contêineres. De posse desse índice foi analisada a eficiência nos terminais de contêineres no ano de 2011. Com a aplicação desse modelo e, após a imposição de restrições aos pesos das variáveis, os terminais Tecon Santos (SP) e Multi Rio (RJ) apresentaram eficiência nas suas operações. A eficiência do Tecon Santos (SP) se deve a esse terminal ser o maior do país em movimentação, sendo que em 2011 chegou a realizar 80 mph (movimentos por hora) estabelecendo um novo padrão de produtividade na América do Sul, o que o coloca em patamar semelhante aos melhores terminais europeus.

Palavras-chave: análise envoltória de dados, eficiência, terminais de contêineres brasileiros.

1. INTRODUÇÃO

O transporte de cargas por contêineres é uma tendência mundial e segue numa crescente no Brasil. Segundo Rios, Maçada e Becker (2004), aproximadamente 95% do comércio exterior brasileiro é realizado por via marítima, principalmente por contêineres.

Os portos brasileiros são considerados a principal porta de entrada e saída de produtos. De acordo com Soares (2000) um porto é uma área abrigada das ondas e correntes localizado a beira de um oceano, mar, lago ou rio, destinado ao atracamento de barcos e navios, e com o pessoal, serviços e instalações necessários à carga, descarga e estoque temporário de mercadorias e, em alguns casos, terminais especialmente designados para determinadas cargas.

Um terminal de contêiner pode ser denominado como um local especializado no armazenamento e movimentação de contêineres, ou ainda, como o local onde os contentores de carga são transbordados entre os veículos de transporte. O transbordo é feito por navios e veículos terrestres, dentre os quais se tem caminhões e trens.

Nos últimos anos, principalmente após a promulgação da Lei 8.630/93 - *Lei de Modernização dos Portos*, os portos brasileiros vêm sofrendo profundas alterações, tanto em infraestrutura como na regulamentação. A partir dessa Lei os portos passaram a trabalhar na redução de custos e no tempo de atracação, como forma de se tornarem competitivos num cenário internacional.

No que se refere à infraestrutura, fatores como extensão de cais, profundidade do canal, área de armazenagem, acessos, entre outros, são importantes na análise da eficiência de portos. Essas avaliações auxiliam nas tomadas de decisão sobre possíveis investimentos que se mostrem necessários para melhoria na qualidade dos serviços portuários.

É nessa perspectiva que este trabalho busca se inserir. O objetivo deste estudo é analisar a eficiência de 13 terminais de contêineres brasileiros a partir da metodologia denominada Análise Envoltória de Dados (DEA) com informações referentes ao ano de 2011.

2. ANÁLISE ENVOLTÓRIA DE DADOS

As origens da técnica Análise Envoltória de Dados (DEA) (ou *Data Envelopment Analysis*), remontam aos estudos de FARREL (1957), publicados em um artigo clássico sobre mensuração da eficiência de unidades produtivas que utilizam os mesmos recursos (*inputs*) e produtos (*outputs*) para realizarem tarefas semelhantes. Cabe destacar que houve um desenvolvimento da técnica DEA por CHARNES, COOPER & RHODES (1978) no sentido de aproximá-la de problemas práticos por meio de premissas mais realistas.

Segundo Rios (2005) a técnica DEA tem recebido muita atenção pela academia como uma ferramenta de avaliação do desempenho de unidades de negócio, a qual também pode ser utilizada para fins de apoio à tomada de decisão.

A Análise Envoltória de Dados (*Data Envelopment Analysis – DEA*) ou Teoria da Fronteira (*Frontier Analysis*) baseia-se em modelos matemáticos não paramétricos, isto é, não utiliza inferências estatísticas, testes de coeficientes ou formalizações de análises de regressão (Ferreira e Gomes, 2009). Assim, o método DEA não exige a determinação de relações funcionais entre os insumos e os produtos, nem se restringe a medidas únicas, singulares dos insumos e produtos e permite utilizar variáveis discricionárias, instrumentais ou de decisão, variáveis não discricionárias ou exógenas (fixas), e categóricas (tipo *dummies*) em suas aplicações. A única condição que deve ser atendida é que as UTDs (Unidades de Tomada de Decisão) fiquem sobre a fronteira de eficiência ou abaixo dela.

Estellita Lins & Angulo Meza (2000) destacam várias características do método DEA, dentre as quais, podem-se citar:

- i. Não necessita converter todos os dados em unidades monetárias;
- ii. É um método não-paramétrico;
- iii. Os índices de eficiência são baseados em dados reais e não em valores médios;
- iv. Ao contrário das abordagens tradicionais, a técnica otimiza cada observação individual com o objetivo de determinar a fronteira linear por partes que representa o máximo que cada unidade pode atingir;
- v. é um método de apoio à decisão de natureza multicritério e, portanto capaz de modelar a complexidade do mundo real.

Uma característica importante dos modelos DEA é a de que os pesos são tratados como desconhecidos e são escolhidos pelas unidades de forma a maximizar sua eficiência.

A técnica DEA mede a eficiência de cada UTD separadamente, realizando comparações em relação ao conjunto de UTDs que está sendo avaliado através dos dados observados em cada unidade. Sendo assim, são criadas fronteiras de produção que servem de parâmetro para definir as escalas de eficiência.

No modelo mais simples, considerando uma unidade trabalhando com um único insumo e um único produto, a eficiência é definida como:

$$Eficiência = \frac{\text{output (produto)}}{\text{input (insumo)}}$$

No caso de múltiplos insumos e produtos como, no caso de terminais de contêineres, extensão de cais, número de acessos, tipo de carga movimentada, entre outros, o índice de eficiência pode ser representado da seguinte forma:

$$Eficiência = \frac{\text{soma ponderada dos produtos}}{\text{soma ponderada dos insumos}}$$

A principal característica dos modelos DEA é que os pesos são tratados como desconhecidos. Eles serão escolhidos de forma a maximizar a eficiência da unidade observada. A eficiência desta unidade será igual a 1 caso a mesma seja eficiente em relação às outras unidades, ou será menor que 1 caso seja ineficiente. Para uma unidade ineficiente, a solução identifica as unidades eficientes que servirão de referência para a mesma. Os valores dos pesos geralmente diferem de unidade para unidade, e esta flexibilidade na escolha de pesos pode ser considerada tanto frágil como forte. Ela será frágil se existir maior interesse em fazer a escolha de pesos do que em verificar alguma ineficiência. Esta flexibilidade será forte, contudo, quando uma unidade se mostra ineficiente ainda que os pesos que lhe são mais favoráveis tenham sido utilizados na sua avaliação (AZAMBUJA, 2002).

Marinho (2003) lembra que a técnica também permite destacar, em cada unidade ineficiente, quais os níveis de consumo e de produção que as tornariam eficientes.

2.1 Aplicações da técnica DEA (no mundo)

Alguns estudos realizados em outros países no setor portuário, aplicando DEA, são citados na tabela abaixo.

Tabela 1 – Estudos realizados no setor portuário no mundo aplicando DEA

Autores	Objetivos	Amostra	Inputs	Outputs
ROLL; HAYUTH (1993)	Estimar a eficiência relativa de portos.	20 portos internacionais	- capital; - funcionários; e - tipo de carga.	- nível de serviço; - movimento de carga; - satisfação dos usuários; e - número de atracações.
MARTINEZ et. al. (1999)	Estimar a eficiência relativa de portos.	26 portos da Espanha	- despesas com pessoal; - taxas de depreciação; e - outros gastos.	- total de carga movimentada; e - receita obtida no aluguel de facilidades.
TONGZON (2001)	Determinar os fatores que influenciam o desempenho e a eficiência de um porto.	16 terminais de contêineres, sendo 4 australianos	- número de guindastes, berços, rebocadores e funcionários; - área do terminal; e - tempo de atraso.	- TEU; e - movimentação hora/navio.
VALENTINE; GRAY (2001)	Comparar a eficiência de portos públicos e privados.	31 portos de contêineres de vários países	- tamanho do berço; e - investimentos (US\$)	- TEU; e - movimentação hora/navio.
ITOH (2002)	Analisar a eficiência dos portos japoneses.	8 portos do Japão	- área do terminal; e - número de berços, guindastes e trabalhadores.	- TEU
CULLINANE et. al. (2005)	Analisar a relação entre a privatização e a eficiência relativa dos portos.	31 portos de contêineres internacionais	- comprimento do terminal; - área do terminal; - número de docas; e - número de guindastes.	- TEU

Fonte: Wange (2002)

2.2 Aplicações da técnica DEA (no Brasil)

Alguns estudos aplicando DEA para análise de eficiência realizados no Brasil são citados a seguir.

Rios (2004) realizou uma análise de eficiência em terminais de contêineres brasileiros utilizando quatro insumos (número de guindastes, número de berços, número de funcionários e área do terminal) e um produto (quantidade de TEU's movimentada), com dados referentes ao ano de 1998. Rios verificou que somente 3 dos 13 terminais analisados apresentaram eficiência técnica relativa. Esses terminais foram: Paranaguá, São Francisco e Manaus. Os demais portos não apresentaram eficiência devido a possuírem uma infraestrutura muito superior à necessária para suportar o número de contêineres movimentados.

Acosta (2008) criou um índice para analisar a eficiência de portos brasileiros, considerando como produto a movimentação geral de cargas (soma de graneis líquido, sólidos, carga geral e contêineres) e, como insumos, "extensão de cais", "profundidade de canal" e "área de armazenagem". Dos 27 portos analisados nesse estudo, 5 se mostraram eficientes e serviram de referência para os demais.

Sousa (2010) realizou uma análise de eficiência em 16 portos da região Nordeste do Brasil. Essa análise utilizou tanto as cargas de contêiner quanto as cargas de granel sólido sendo que as variáveis utilizadas se referiam às instalações e as operações de contêineres e graneis sólidos no ano de 2006. Verificou-se que desses 16 portos, 14 possuíam instalações precárias, com exceção do porto de Salvador, na movimentação de contêineres, e do terminal de "São Luís 1", na movimentação de graneis sólidos. As variáveis que se destacaram foram "nº de berços" e "calado", ou seja, a eficiência esteve fortemente relacionada com essas variáveis.

3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a análise de eficiência técnica em terminais de contêineres brasileiros foi construído um índice de eficiência utilizando o método denominado Análise Envoltória de Dados. O modelo utilizado foi o BCC orientado para produto.

Para a definição do escore foram estudadas as seguintes variáveis:

- a) Insumos: área total do terminal (m²), profundidade do canal de acesso (m), profundidade do cais de atracação (m), número de berços, número de acessos e extensão dos berços (m);
- b) Produto: movimentação de contêineres em TEU's (*Twenty Feet Equivalent Unit*).

Para a obtenção das variáveis apresentadas acima foram realizadas pesquisas em diferentes fontes, dentre as quais pode-se citar: ABRATEC (Associação Brasileira dos Terminais de Contêineres de uso público), "Anuário da Revista Portos e Navios – 2005/2006", ANTAQ (Agência Nacional de Transporte Aquaviário) e os sites dos Terminais de Contêineres analisados.

Para criar o escore de eficiência utilizaram-se dados de movimentação de contêineres e de insumos referentes ao ano de 2011.

Na análise foram considerados 13 terminais de contêineres: Tecon Rio Grande (RS), Tecon Salvador (BA), Multi-Rio (RJ), Libra Terminais Rio (RJ), Tecon Sepetiba (RJ), Tecon Santos (SP), Libra Terminais Santos (SP), Terminal de Contêineres de Vila do Conde (PA), Terminal para Contêineres da Margem Direita (SP), Terminal de Vila Velha (ES), Terminal de Contêineres de Paranaguá (PR), Tecon Suape (PE), Terminal de Contêineres de Itajaí (SC). Não foram encontrados dados referentes a movimentação da TESC (Terminal de Contêineres de Santa Catarina) e, por isso, esse não foi incluído na análise.

Para melhorar a interpretação dos resultados, os valores de todas as variáveis estão na forma percentual.

Através da utilização do modelo BCC foi possível construir um escore para medir a eficiência dos terminais de contêineres para o ano de 2011.

Existem diferentes ferramentas para a seleção das variáveis que comporão o escore de eficiência. Neste trabalho utilizou-se a análise de correlação, que é o método sugerido por Norman & Stoker (1991). Este método verifica a correlação entre todas as variáveis. A seguir, escolhem-se duas variáveis com alta correlação, cada uma representando, respectivamente, um produto e um insumo. A partir da relação entre o produto e o insumo selecionados, encontra-se o primeiro escore de eficiência. Novamente se realiza uma análise de correlação entre o primeiro escore de eficiência e as demais variáveis, incluindo no escore aquele insumo ou produto que possui maior correlação. O processo segue até que não se encontrem correlações altas e significativas entre o escore de eficiência e as demais variáveis ainda não incluídas no modelo. No caso desse trabalho calculou-se a correlação entre os insumos com o produto (movimentação de TEU's).

A partir da análise de correlações e da análise envoltória de dados o modelo que apresentou maior eficiência média foi:

$$\text{Índice de Eficiência} = \frac{\text{movimentação 2011}}{\text{número de berços} + \text{número de acessos}}$$

Na tabela 1 são apresentadas as estatísticas das variáveis incluídas no Índice de Eficiência desse modelo:

Tabela 1- Estatísticas das Variáveis incluídas no Índice de Eficiência

Estatísticas	Nº de berços (%)	Nº de Acessos (%)	Movimentação de contêineres (%)
Máximo	100	100	100
Mínimo	20,00	16,67	2,25
Média	52,31	46,15	32,67
Desvio-padrão	21,54	22,79	23,75
CV	41,18%	49,38%	72,70%

Pelo Coeficiente de Variação (CV) pode-se perceber uma grande variação nas quantidades de insumos e produtos trabalhadas em cada terminal. A tabela abaixo apresenta os escores de eficiência atribuídos a cada terminal.

Tabela 2 - Escore de eficiência para os 13 terminais de contêineres avaliados no ano de 2011

Nº	DMU	Score	Rank
1	Tecon Salvador - BA	0,5433	8
2	Multi-Rio - RJ	1,0000	1
3	Libra Santos - SP	0,6731	6
4	Tecon Santos - SP	1,0000	1
5	Tecon Rio Grande - RS	0,5287	9
6	Libra Rio - RJ	0,9849	4
7	TCP - PR	0,5042	11
8	TVV - ES	0,3893	12
9	Tecon Suape - PE	0,9013	5
10	TECONDI - SP	0,3676	13
11	Tecon Sepetiba - RJ	0,6692	7
12	CONVICON - PA	0,9989	3
13	TECONVI - SC	0,5070	10

Nota-se que nenhuma variável apresentou peso zero na análise.

Como pode se perceber na tabela 2, somente dois terminais se mostraram eficientes, que são: o Multi-Rio (RJ) e o Tecon Santos (SP). Os demais terminais foram considerados ineficientes. Porém, os terminais Libra Rio (RJ) e CONVICON (PA) se encontram muito próximos da fronteira de eficiência.

É possível ainda verificar se os terminais analisados estão trabalhando em regiões de retornos à escala constantes, crescentes ou decrescentes. Com essa análise é possível verificar se os mesmos devem manter, aumentar ou reduzir seu porte.

Tabela 3 - Retornos de Escala para os terminais de contêineres analisados

Terminal	Retornos de Escala
Tecon Salvador – BA	Crescente
Multi-Rio – RJ	Crescente
Libra Santos – SP	Crescente
Tecon Santos – SP	Constante
Tecon Rio Grande – RS	Crescente
Libra Rio – RJ	Crescente
TCP – PR	Crescente
TVV – ES	Crescente
Tecon Suape – PE	Crescente
TECONDI – SP	Crescente
Tecon Sepetiba – RJ	Crescente
CONVICON – PA	Crescente
TECONVI – SC	Crescente

De acordo com a tabela, o TECON Santos (SP) se encontra em região de retornos constantes à escala, indicando que deve manter seu porte para continuar na fronteira de eficiência. Os demais terminais se encontram em regiões de retornos crescentes à escala o que representa que um aumento no(s) insumo(s) (números de acessos e número de berços) aumenta mais que proporcionalmente a quantidade de produto (movimentação em TEU's). Assim, esses terminais devem aumentar de porte como forma de atingirem a fronteira de eficiência.

4. CONCLUSÃO

Este estudo mensurou e analisou a eficiência de 13 terminais de contêineres brasileiros. Para realizar a análise foi desenvolvido um modelo com dois insumos – “*números de berços*” e “*número de acessos*” - e um produto – “*Movimentação de contêineres (TEU's)*”.

O TECONDI (SP) é um terminal que se utiliza pouco da infraestrutura que possui por estar localizado no complexo portuário de Santos-SP, o que está influenciando no baixo score de eficiência. Por outro lado, a eficiência do Tecon Santos (SP) pode ser explicada por esse ser o terminal que apresenta maior movimentação de contêineres no país. Após investimentos, o mesmo chegou a atingir a marca de 80 mph (movimentos por hora) em 2011, estabelecendo um novo padrão de produtividade na América do Sul, o que o coloca em patamar semelhante aos melhores terminais europeus.

A movimentação de contêineres no Brasil vem crescendo nas últimas décadas. Assim, é de interesse que órgãos governamentais realizem estudos que auxiliem na tomada de decisão quanto aos investimentos que cada terminal deve fazer para atingir a fronteira de eficiência. Isso contribuirá para que o Brasil se torne um centro de excelência na movimentação de contêineres e, conseqüentemente, competitivo no comércio exterior.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACOSTA, C. M. M. Uma proposta de metodologia para análise de eficiência em portos brasileiros: a técnica de análise envoltória de dados (DEA). Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica), Rio Grande, 2008.

AZAMBUJA, A. M. V. de. Análise de Eficiência na Gestão do Transporte Urbano por Ônibus em Municípios Brasileiros. Florianópolis, 2002. 385 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Produção) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFSC, 2002.

ESTELLITA LINS, M.P.; ANGULO-MEZA, L. Análise Envolvória de Dados e perspectivas de integração no ambiente de Apoio à Decisão. Rio de Janeiro: Editora da COPPE/UFRJ, 2000.

FERREIRA, C. M. de C.; GOMES, A. P. Introdução à análise envoltória de dados: teoria, modelos e aplicações. Belho Horizonte: Editora UFV, 2009.

MACEDO, M. A. S.; SOUZA, M. A. F. Avaliação de eficiência organizacional no setor de alimentos: uma contribuição a gestão agroindustrial. In: SIMPÓSIO DE ENGENHARIA DE PRODUÇÃO, 10, 2003, Bauru, SP. Anais do X Simpósio de Engenharia de Produção . Bauru: SIMPEP, 2003.

NORMAN, M.; STOKER, B. Data Envelopment Analysis - The Assessment of Performance. England: John Wiley & Sons Ltd., 1991. 256p.

RIOS, L.R., MAÇADA, A.C. & BECKER, J. L. Medindo a eficiência das operações dos terminais de containers brasileiros. In: II Concurso Gaúcho de Artigos sobre Comércio Exterior, 2004, São Leopoldo. Anais II CGACE. 2004.

RIOS, Leonardo Ramos. Medindo a eficiência relativa das operações dos terminais de contêineres do MERCOSUL. Porto Alegre, 2005. Dissertação (Mestrado em Administração). UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

OTIMIZAÇÃO GEOMÉTRICA 2D COM CONSTRUCTAL DESIGN DE UM DISPOSITIVO DO TIPO COLUNA DE ÁGUA OSCILANTE EM ESCALA DE LABORATÓRIO

M. N. Gomes^{1,2}, C. D. Nascimento¹, B. L. Bonafini¹, E. D. Santos³, L. A. Isoldi³, L. A. O. Rocha²

¹ Instituto Federal do Paraná – IFPR Campus Paranaguá
Rua Antônio Carlos Rodrigues 453, Bairro Porto Seguro, Paranaguá, PR, Brasil
e-mail: mateus.gomes@ifpr.edu.br

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica
Rua Sarmento Leite, 425, CP. 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil.
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: elizaldosantos@furg.br , liercioisoldi@furg.br

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo numérico bidimensional sobre a otimização da geometria de um dispositivo conversor de energia das ondas do mar em energia elétrica cujo princípio de funcionamento é o de coluna de água oscilante (CAO), empregando Constructal Design. Neste trabalho o grau de liberdade H_1/L (razão entre a altura e comprimento da câmara coluna de água oscilante) foi variado, enquanto o outro grau de liberdade: H_2/l (razão entre a altura e o comprimento da chaminé) foi mantido fixo. A área da câmara do dispositivo CAO (ϕ_1) e a área total do dispositivo CAO (ϕ_2) são mantidas constantes, e são as restrições do problema. Nesse estudo é empregada uma onda com características regulares e com dimensões em escala de laboratório. O objetivo é otimizar a geometria do dispositivo afim de maximizar a potência absorvida pelo dispositivo sujeito a um clima de ondas definido. Para a solução numérica é empregado um código comercial de dinâmica dos fluidos computacional, FLUENT®, baseado no Método de Volumes Finitos (MVF). O modelo multifásico Volume of Fluid (VOF) é aplicado no tratamento da interação água-ar. O domínio computacional é representado por um tanque de ondas com um dispositivo CAO acoplado. Assim é possível analisar o conversor sujeito a incidência de ondas regulares. Uma forma ótima é obtida quando $(H_1/L)_o = 0,84$. A geometria ótima obtida foi aproximadamente 10 vezes mais eficiente do que a alcançada para a pior configuração geométrica ($H_1/L = 0.14$), mostrando a aplicabilidade de Constructal Design para este tipo de problema.

Palavras-chave: *constructal design, energia das ondas, coluna de água oscilante (CAO), otimização geométrica.*

1. INTRODUÇÃO

Um dos maiores desafios da atualidade está em suprir a demanda energética do mundo, dessa forma, são muitas as discussões a respeito de energia elétrica, no âmbito da geração e principalmente do consumo da mesma. Uma das variáveis para definir o grau de desenvolvimento de um país, é a facilidade de acesso da população aos serviços de infra-estrutura, como saneamento básico, transportes, telecomunicações e energia (ANEEL, 2008).

Por esses aspectos, os países ultimamente têm investido na exploração de novas fontes de energia, e em especial nas chamadas fontes renováveis de energia. E uma dessas que tem merecido destaque é transformação da energia contida nos oceanos em energia elétrica. Segundo Cruz e Sarmento (2004), a energia contida nos oceanos pode ter origens diferentes, o que gera diferentes classificações. As mais relevantes são sem dúvida a energia das marés, fruto da interação dos campos gravíticos da lua e do sol; a energia térmica dos oceanos, consequência direta da radiação solar incidente; a energia das correntes marítimas, cuja origem está nos gradientes de temperatura e salinidade e na ação das marés; e, finalmente, a energia das ondas, que resulta do efeito do vento na superfície do oceano. Uma vez criadas às ondas podem viajar milhares de quilômetros no alto mar praticamente sem perdas de energia. Em regiões costeiras a densidade de energia presente nas ondas diminui devido à interação com o fundo do mar. A potência de uma onda é proporcional ao quadrado da sua amplitude e ao seu período. Ondas de elevada amplitude (cerca de 2 m) e de período elevado (7 a 10 s) excedem normalmente os 50 kW por metro de frente de onda.

O critério de classificação adotado para dispositivos conversores de energia das ondas do mar em energia elétrica, na maioria das referências, está relacionado com a distância do dispositivo à costa. Agrupando-os desta forma em dispositivos costeiros (onshore), com acesso por terra; dispositivos próximos da costa (near-shore), em profundidade de 8 a 20m e dispositivos afastados da costa (offshore), em profundidades acima de 25m (Cruz e Sarmento, 2004).

Uma outra classificação possível está associada ao modo de conversão de energia das ondas em energia elétrica, isto é, ao tipo de dispositivo. Assim, existem fundamentalmente três classes principais de conversores de energia das ondas (Cruz e Sarmento, 2004), que são: coluna de água oscilante (CAO); corpos flutuantes, podendo ser de absorção pontual (point absorbers) ou progressivos (surging devices); e galgamento. Esta classificação não encerra a possibilidade de existirem outros tipos de dispositivos que não se encaixam nesta classificação. Um exemplo é o dispositivo que utiliza uma placa horizontal em conjunto com uma turbina, ambos submersos.

O objetivo deste trabalho é otimizar a geometria de um dispositivo do tipo CAO para o melhor aproveitamento da energia presente no clima de ondas estabelecido. Vale destacar que, neste trabalho é estudado o princípio de funcionamento de um dispositivo CAO. Espera-se que, caso o princípio se mostre adequado para a otimização geométrica de casos mais simplificados, o mesmo possa ser extrapolado para a otimização geométrica de dispositivos reais a serem inseridos no mar. Uma forma de otimização que pode ser empregada é o Constructal Design que é baseado na Teoria Constructal desenvolvida por Adrian Bejan (Bejan, 2000; Bejan e Lorente, 2008; Bejan e Zane, 2012). A Teoria Constructal explica como a geração de estruturas submetidas a alguma espécie de fluxo que são vistas em qualquer lugar na natureza (seção transversal de rios, pulmões, movimentação de massas na atmosfera, tecidos vascularizados entre outros) pode ser fundamentada através de um princípio do acesso aos fluxos no tempo. Este princípio é a Lei Constructal, que afirma que para um determinado sistema persistir ao longo do tempo (sobreviver) sua configuração geométrica deve evoluir de forma a facilitar o acesso das correntes do fluxo através deste sistema (Bejan e Lorente, 2008).

No campo da engenharia, Constructal Design tem sido predominantemente empregado para a otimização geométrica de problemas na área de mecânica dos fluidos e transferência de calor. Em Lopes et al. (2011) o método constructal design foi empregado em um sistema de conversão de energia das ondas do mar em energia elétrica do tipo CAO afim de otimizar a relação entre o comprimento de entrada da câmara CAO e o comprimento de saída da chaminé do dispositivo. Além desse estudo, Machado et al. (2012) aplicaram os conceitos de teoria constructal com a finalidade de otimizar um dispositivo conversor de energia das ondas do mar em energia elétrica baseado no princípio de galgamento. Ambos trabalhos apresentam resultados que mostram a pertinência da aplicação de Constructal Design em sistemas de conversão de energia das ondas do mar em energia elétrica.

Neste trabalho utiliza-se Constructal Design com o objetivo de otimizar o grau de liberdade H_1/L (razão entre a altura e comprimento da câmara coluna de água oscilante) de modo que quando o dispositivo é submetido a um clima de ondas regular ele possa transformar o máximo possível da potência da onda incidente em potência hidropneumática. O outro grau de liberdade: H_2/l (razão entre a altura e o comprimento da chaminé) foi mantido constante. A área da câmara do dispositivo CAO (ϕ_1) e a área total do dispositivo CAO (ϕ_2) são mantidas constantes, e são as restrições geométricas do problema.

A modelagem do domínio computacional (câmara e tanque de ondas) foi feita no software GAMBIT[®] e as simulações numéricas foram realizadas com um código computacional implementado no aplicativo de dinâmica dos fluidos computacional FLUENT[®], baseado no Método de Volumes Finitos (MVF) (FLUENT, 2007; Versteeg e Malalasekera, 2007). O modelo multifásico Volume of Fluid (VOF) é aplicado no tratamento da interação água-ar,

semelhante ao utilizado por (Gomes,2010), (Horko, 2007), (Liu et. al. ,2008a), (Liu et. al. ,2008b), (Liu et. al. , 2011) e (Ramalhais , 2011). O domínio computacional é representado por um tanque de ondas com um dispositivo CAO acoplado. Assim é possível analisar o conversor sujeito a incidência de ondas regulares.

2. MODELAGEM COMPUTACIONAL DE DISPOSITIVOS CAO

2.1. Dispositivo Coluna de Água Oscilante (CAO)

Os dispositivos de coluna d'água oscilante são, basicamente, estruturas ocas parcialmente submersas, abertas para o mar abaixo da superfície livre da água como mostra a Fig. 1. De acordo com Cruz e Sarmiento (2004), o processo de geração de eletricidade segue duas fases: quando uma onda entra na estrutura o ar que se encontrava dentro dela é forçado a passar por uma turbina, como consequência direta do aumento de pressão na "câmara de ar". Quando a onda regressa ao mar o ar passa novamente na turbina, desta vez no sentido inverso, dada a pressão inferior no interior da "câmara de ar". Para aproveitar estes movimentos opostos, normalmente, utiliza-se a turbina do tipo Wells, que possui a propriedade de manter o sentido de rotação independentemente do sentido do escoamento. O grupo turbina/gerador é o responsável pela produção de energia elétrica.

2.2. Domínio computacional

A partir do conhecimento das características principais do clima de ondas (período (T), altura (H) e profundidade de propagação (h)) é possível determinar o comprimento (C_T) e a altura do tanque de ondas (H_T) apresentado na Fig. 1. Não existe uma regra geral que estabeleça as dimensões do tanque de ondas, porém algumas questões devem ser consideradas. A profundidade de propagação da onda é a mesma do tanque, representada por h . Para o comprimento do tanque é preciso considerar o comprimento da onda. É possível definir que o comprimento do tanque deva ser cinco vezes maior que o comprimento da onda. Assim garante-se a simulação numérica da onda sem efeitos de reflexão por um tempo razoável de propagação e sem aumentar desnecessariamente o tamanho do domínio computacional da malha, fator que influencia diretamente no esforço computacional.

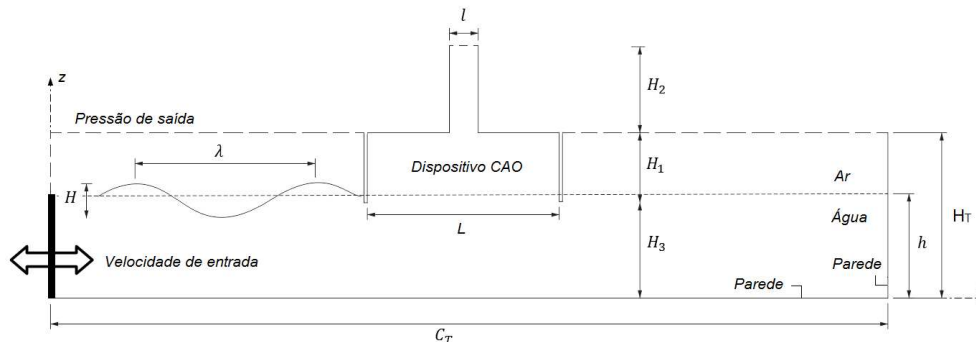


Figura 1. Representação esquemática do domínio computacional.

Com relação à altura do tanque é preciso considerar a profundidade mais a altura da onda. Assim é possível definir que a altura do tanque seja dada pela profundidade mais três vezes a altura da onda. Dessa forma as dimensões dessas características são apresentadas na Tab. 1. Por fim, é importante destacar que a medida H_3 esta relacionada ao quanto o dispositivo CAO esta afundado em relação a superfície livre, para a determinação dessa medida considerou-se um estudo apresentado em (Gomes, 2010) que indica que quando o dispositivo esta afundado em um quarto da altura da onda em consideração tem-se que o dispositivo CAO absorve mais potência da onda incidente.

2.3. Condições de contorno

Como é possível observar na Fig. 1, no que diz respeito ao gerador de onda numérico, a condição de contorno é baseada na Metodologia Função empregada em Gomes et. al (2009). Esta metodologia consiste em aplicar ao gerador de ondas uma velocidade de entrada (velocity inlet) através de uma UDF. A velocidade varia em função do espaço e do tempo com base na Teoria de Stokes de 2ª ordem. É importante ressaltar que de acordo com a classificação proposta por Chakrabarti (2005) a onda adotada neste trabalho, descrita na Tab. 1, é considerada de alta ordem, entretanto aqui será considerada como uma onda de segunda ordem uma vez que os termos de alta ordem pouco influenciam na modelagem da propagação da onda. Assim, as equações impostas na superfície de entrada são dadas por:

$$u = Agk \frac{\cosh(kz + kh)}{\omega \cosh(kh)} \cos(kx - \omega t) + \frac{3}{4} A^2 \omega k \frac{\cosh 2k(k+z)}{\sinh^4(kh)} \cos 2(kx - \omega t) \quad (1)$$

$$w = Agk \frac{\sinh(kz + kh)}{\omega \cosh(kh)} \sin(kx - \omega t) + \frac{3}{4} A^2 \omega k \frac{\sinh 2k(k+z)}{\sinh^4(kh)} \sin 2(kx - \omega t) \quad (2)$$

onde: A é a amplitude da onda (m); g a aceleração da gravidade (m/s^2); λ é o comprimento da onda (m), k é o número de onda dado por $k = 2\pi/\lambda$ (m^{-1}); h é a profundidade (m); T é o período da onda (s); ω é a frequência dada por $\omega = 2\pi/T$ (Hz); x é a posição espacial (m); t é o tempo (s) e z é a variação da posição entre a superfície livre da água e o fundo do mar (m).

Tabela 1. Características da onda e do tanque.

Características	Valores
Período (T)	0.800 s
Altura (H)	0.140 m
Comprimento (λ)	1.000 m
Profundidade (h)	0.500 m
Comprimento do Tanque (C_T)	5.000 m
Altura do Tanque (H_T)	0.800 m
Profundidade da CAO (H_3)	0,465 m

Com relação às outras condições de contorno, na parte superior da superfície lateral esquerda, bem como na superfície superior do tanque e da saída da chaminé da CAO é aplicada uma condição de contorno de pressão atmosférica (vide superfície tracejada da Fig. 1). Nas demais superfícies do tanque de ondas: superfície inferior e superfície lateral direita é imposta uma condição de não-deslizamento e impermeabilidade com velocidade nula. Com relação às condições iniciais, foi considerado que o fluido está em repouso.

É possível ainda destacar uma equação que descreve o movimento da superfície livre de forma analítica:

$$\eta = A \cos(kx - \omega t) + \frac{A^2 k \cosh(kh)}{4 \sinh^3(kh)} [2 + \cosh(2kh)] \cos 2(kx - \omega t) \quad (3)$$

onde z é variação da posição da superfície livre da água até o fundo do mar. Maiores detalhes desta teoria podem ser encontrados em McCormick (1976) e Dean e Dalrymple (1991).

3. FORMULAÇÃO CONSTRUTAL

Para aplicar *Constructal Design* na otimização geométrica de um sistema físico é necessário, basicamente, um objetivo (uma grandeza a ser otimizada: vazão mássica, potência, energia e etc), graus de liberdade (parâmetros geométricos que podem variar durante o processo de otimização) e restrições geométricas (parâmetros que são mantidos constantes ao longo do processo de otimização).

Neste trabalho o objetivo é maximizar a potência que passa através da chaminé do dispositivo CAO variando-se o grau de liberdade H_1/L (razão entre a altura e comprimento da câmara coluna de água oscilante) e mantendo-se as restrições e outros graus de liberdade constantes, ver Fig. 1, de modo que quando o dispositivo é submetido a um clima de ondas regular ele possa transformar o máximo possível da potência da onda incidente em potência hidropneumática.

Para o presente trabalho são impostas duas restrições geométricas globais: a área da entrada do dispositivo CAO (ϕ_1) e a área total do dispositivo CAO (ϕ_2), que são dadas respectivamente por:

$$\phi_1 = H_1 L \quad (4)$$

$$\phi_2 = \phi_1 + H_2 l \quad (5)$$

Além disso, o grau de liberdade H_2/l (razão entre a altura e o comprimento da chaminé) é mantido fixo para todas as simulações realizadas ($H_2/l = 3.0$).

4. MODELO MATEMÁTICO E NUMÉRICO

O método *volume of fluid* é um modelo numérico multifásico que permite tratar adequadamente da interação entre água e ar no interior do tanque de ondas. Nessa formulação, a superfície livre pode ser identificada pela fração de volume (f) variável. Dentro de cada célula da malha (elemento), se $f = 1$ o elemento contém somente água. Quando $f = 0$ então a célula contém somente ar e quando $0 < f < 1$, tem-se a existência de água e ar simultaneamente na célula. Somente um conjunto de equações da continuidade e momentum são escritas para ambos os fluidos no modelo VOF. Para um fluido Newtoniano, as equações da continuidade e do momentum pode ser escritas como (FLUENT, 2006; Gomes et al., 2009):

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \vec{v}) = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \vec{v}) + \nabla \cdot (\rho \vec{v} \vec{v}) = -\nabla p + \nabla \cdot (\vec{\tau}) + \rho \vec{g} \quad (7)$$

onde \vec{v} é o vetor velocidade (m/s), ρ é a massa específica (kg/m³), t o tempo (s), \vec{g} o vetor aceleração da gravidade (m/s²), p a pressão (Pa) e $\vec{\tau}$ o tensor tensão (Pa). A fração volumétrica é modelada adicionando ao sistema uma equação de transporte para f tal que:

$$\frac{\partial (\rho f)}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho f \vec{v}) = 0 \quad (8)$$

Como já foi dito, para a solução das equações de conservação da massa e quantidade de movimento, foi empregado o software FLUENT[®], que é um código comercial baseado no MVF (FLUENT, 2006). Para todas as simulações foi considerado o esquema de advecção *upwind* para tratamento dos termos advectivos, enquanto a discretização espacial para a pressão foi realizada através do método PRESTO e o método GEO-RECONSTRUCTION para a fração volumétrica. Quanto ao acoplamento pressão-velocidade foi empregado o método PISO. Além disso, empregaram-se os fatores de sub-relaxação para as equações da conservação da massa e quantidade de movimento de 0.3 e 0.7, respectivamente. Todas as soluções foram realizadas usando computadores com 2 processadores AMD Athlon com 3.0 Gb de memória RAM. Para reduzir o tempo de processamento das simulações foi empregada a técnica do processamento paralelo disponibilizada pelo software FLUENT[®] (FLUENT, 2006).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O modelo Volume of Fluid vem sendo largamente empregado para a simulação numérica de dispositivos conversores de energia das ondas do mar em energia elétrica. Validações e verificações desse modelo numérico aplicado a energia das ondas do mar, e principalmente dispositivos do tipo CAO, podem ser encontradas em Horko (2007), Liu et. al. (2008a), Liu et. al. (2008b), Gomes et. al (2009), Gomes (2010), Ramalhais (2011), Liu et. al. (2011) e Gomes et. al (2012).

Neste estudo foram adotados os seguintes valores para as constantes do problema: $\phi_1 = 0.14$, $\phi_2 = 0.20$ e $H_2/l = 3.0$. Assim, variando o grau de liberdade H_1/L é possível calcular as dimensões dos dispositivos CAO. Os casos e as dimensões geométricas das simulações empregadas neste trabalho podem ser vistas na Tab. 2. Destaca-se que para a escolha do valor de ϕ_1 considerou-se a situação inicial, Caso 1, em que o comprimento do dispositivo CAO (L) é igual ao comprimento da onda incidente (λ), e posteriormente o comprimento L foi diminuindo em relação a λ .

Tabela 2. Variações da geometria do dispositivo CAO.

Caso	H_1/L	L [m]	H_1 [m]	L [m]	H_2 [m]
1	0.14	1.0000	0.1400	0.1414	0.4242
2	0.28	0.7071	0.1979	0.1414	0.4242
3	0.42	0.5773	0.2424	0.1414	0.4242
4	0.56	0.5000	0.2800	0.1414	0.4242
5	0.70	0.4472	0.3130	0.1414	0.4242
6	0.84	0.4082	0.3429	0.1414	0.4242
7	0.98	0.3779	0.3704	0.1414	0.4242
8	1.26	0.3333	0.4200	0.1414	0.4242
9	2.24	0.2500	0.5600	0.1414	0.4242

Em todos os casos foi utilizada uma malha com volumes quadrados de 0.01 m × 0.01 m e um avanço no tempo de 0.001 s. Considerando as características mencionadas na Tab. 1 e ilustradas na Fig. 1 define-se que o dispositivo CAO esta a uma distância de 2.00 m a direita do gerador de ondas, ou seja, dois comprimentos de onda. Dessa forma estima-se que a propagação da onda fique estável, na região do dispositivo CAO, após a geração da terceira onda, ou seja, quando $t \geq 2.4$ s. Em todos os casos foram consideradas a propagação de oito ondas (4.8 s), espaço de tempo em que ainda não aparecem os efeitos de reflexão da onda, uma vez que o tanque de ondas possui $C_T = 5.00$ m.

Foram analisados comportamento da vazão mássica (na saída da chaminé do dispositivo CAO), a pressão (no interior da câmara CAO), bem como a potência hidropneumática absorvida ao longo do tempo. Para as análises foi considerado o intervalo de tempo $2.4 \text{ s} \leq t \leq 4.8 \text{ s}$. Para calcular os valores médios foi considerada a média RMS (Root Mean Square), dada pela seguinte equação indicada por Marjani et. al. (2006):

$$X = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T x^2 dt} \quad (9)$$

As médias obtidas para vazão mássica, pressão e potência hidropneumática são apresentadas na Tab. 3. É importante destacar que na saída da chaminé do dispositivo CAO é considerada a condição de pressão atmosférica, desconsiderando assim a perda de carga ocasionada pela turbina o que causaria um aumento de pressão no interior da câmara CAO. Para avaliar a potência hidropneumática é utilizada a seguinte expressão, utilizada por Dizadji e Sajadian (2011) Oliveira (2012):

$$P_{hid} = \left(P_{ar} + \frac{\rho_{ar} v_{ar}^2}{2} \right) \frac{\dot{m}}{\rho_{ar}} \quad (10)$$

onde: P_{ar} é a pressão estática na chaminé do dispositivo CAO, ρ_{ar} é a massa específica do ar, \dot{m} é a vazão mássica de ar no duto da turbina e v_{ar} é a velocidade do ar no duto da turbina que pode ser dada por $v_{ar} = \dot{m} / A \rho_{ar}$.

De acordo com os resultados apresentados na Tab. 3, quando o grau de liberdade H_1/L é variado tem-se que os valores médios (RMS) máximos da vazão mássica, pressão e potência hidropneumática, concentram-se entre os casos 3 e 7, ou seja, para um comprimento de dispositivo CAO entre 0.37m e 0.57 m o equivalente a aproximadamente 1/3 e 1/2, respectivamente, do comprimento da onda em consideração que é de 1.00 m. Esse fato fica mais evidente ainda com a Fig. 2a e 2b. Porém definimos que o critério de otimização é a potência hidrodinâmica absorvida pelo dispositivo CAO, assim conforme a Fig. 2b é possível definir a geometria do caso 6 como ótima, quando se tem $H_1/L = 0,84$, um comprimento de entrada da câmara CAO $L = 0,4082$ m (o equivalente a aproximadamente 2/5 do comprimento da onda incidente) e altura da câmara CAO $H_1 = 0,3429$ (o equivalente a 7/20 da altura da onda incidente).

Tabela 3. Resultados para vazão mássica, pressão, potência e eficiência.

Caso	H_1/L	Vazão mássica [kg/s] média	Pressão [Pa] Média	Potência [W] média	Potência [W] Um período	Eficiência [%]
1	0.14	0.3450	3.9048	0.0823	0.3437	2.23
2	0.28	0.5321	5.950	0.2135	1.8668	12.16
3	0.42	0.6065	7.0401	0.3146	2.9860	19.45
4	0.56	0.6267	7.4167	0.3503	3.5033	22.82
5	0.70	0.6300	7.3061	0.3541	3.5529	23.14
6	0.84	0.6244	7.6967	0.3671	3.6677	23.89
7	0.98	0.6159	7.6392	0.3638	3.6007	23.46
8	1.26	0.5881	7.3223	0.3379	3.2858	21.40
9	2.24	0.5382	6.7528	0.2922	2.7607	17.98

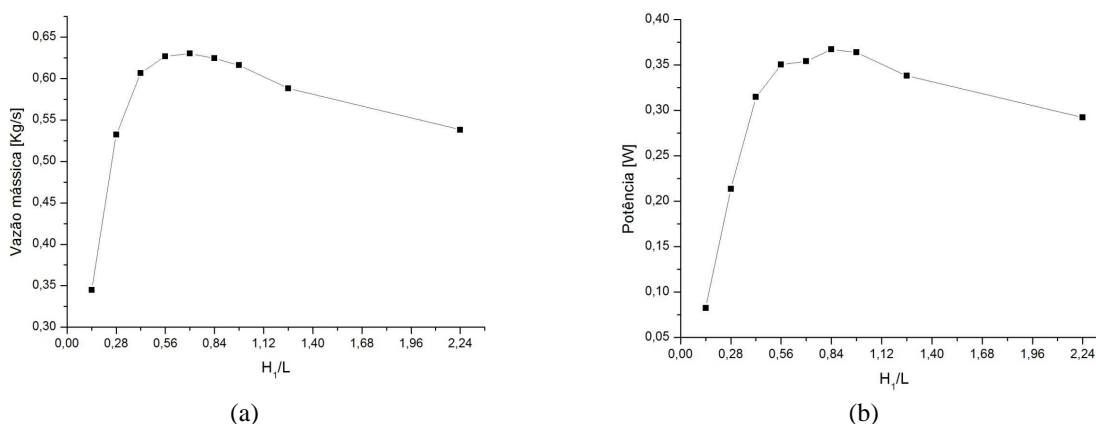


Figura 2. Média RMS para os casos considerados (a) Vazão mássica, (b) Potência.

Um outro aspecto que corrobora o caso 6 como caso ótimo é a eficiência do dispositivo. Conforme apresentado em Gomes (2010) podemos definir a eficiência do dispositivo CAO como sendo a razão entre a potência hidropneumática (absorvida pelo dispositivo CAO) e a potência da onda incidente. De acordo com, McCormick (1981), a potência da onda incidente a um dispositivo CAO é dada pela seguinte expressão:

$$P_i = \frac{\rho g}{8} H^2 c_g b \left[1 + \frac{9}{64} \frac{H^2}{k^4 h^6} \right] \quad (11)$$

onde: ρ é densidade da água (998.2 kg/m^3), g é a aceleração da gravidade, H a altura da onda, c_g a celeridade da onda, b a largura do dispositivo CAO, k o número de onda e h a profundidade de água. Com as características da onda considerada tem-se que a potência da onda incidente por metro de frente de onda é 15.3481 W. Lembrando que como estamos tratando de casos bidimensionais a largura de todos os dispositivos CAO é considerada unitária. Além disso, se está trabalhando em uma escala de laboratório, fato este que explica a magnitude de energia incidente não ser muito elevada. Assim calcula-se a potência hidropneumática absorvida pelo CAO ao longo de um período da onda ($4.0 \text{ s} \leq t \leq 4.8 \text{ s}$), de acordo com o apresentado na Tab. 3. Vale destacar ainda que, os valores de eficiência obtidos são promissores uma vez que nesse estudo não foi considerado a perda de carga ocasionada pela influência da turbina no duto de saída do dispositivo CAO, o que faz com que a pressão no interior do dispositivo aumente consideravelmente (aumentando a intensidade do mecanismo motriz do escoamento que passa pela turbina).

6. CONCLUSÕES

Uma forma ótima é obtida quando $(H_1/L)_o = 0.84$, isto é, o caso 6. A geometria ótima obtida foi aproximadamente 10 vezes eficiente do que a alcançada para a pior configuração geométrica ($H_1/L = 0.14$), mostrando a aplicabilidade de *Constructal Design* para este tipo de problema. Em termos de eficiência o melhor caso absorve cerca de 20% a

mais de potência em relação ao pior caso, ainda que não foi considerado a perda de carga ocasionada pela influência da turbina no duto de saída do dispositivo CAO, o que faz com que a pressão no interior do dispositivo aumente consideravelmente

Os resultados obtidos são promissores, pois fornecem, através da otimização geométrica com *Constructal Design*, uma recomendação teórica a respeito de uma geometria de dispositivo CAO de modo que se aproveite uma maior quantidade de energia da onda oceânica. Outro fator importante é que de acordo com a formulação constructal adotada a geometria do dispositivo CAO está atrelada às características da onda. Assim conhecendo o clima de ondas é possível indicar quais as melhores dimensões geométricas a serem adotadas de forma a se captar mais potência da onda.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Universidade Federal do Rio Grande (FURG), a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), ao Instituto Federal do Paraná (IFPR) e ao CNPq pelo suporte financeiro (Processo: 555695/2010-7). L. A. O. Rocha também agradece o CNPq pela bolsa de produtividade em pesquisa.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aneel, 2008, “Atlas de Energia Elétrica no Brasil”, Agência Nacional de Energia Elétrica. 3ª edição, Brasília.
- Bejan, A., 2000, “Shape and Structure, from Engineering to Nature”. Cambridge University Press, Cambridge, UK.
- Bejan, A., Lorente, S., 2008, “Design with Constructal Theory”. Wiley, Hoboken.
- Bejan, A., Zane J., 2012, “Design in nature”, Doubleday, USA.
- Chakrabarti, S. K., 2005. “Handbook of offshore engineering”, vol. 1, Elsevier, Illinois, Estados Unidos, 661 p.
- Cruz, J. M. B. P., Sarmiento, A. J. N. A., 2004 “Energia das Ondas: Introdução aos Aspectos Tecnológicos, Econômicos e Ambientais”, Ed. Instituto do Ambiente, Amadora, Portugal, 61 p.
- Dizadji N., Sajadian S. E., 2011, “Modeling and optimization of the chamber of OWC system”, *Energy*, v. 36, p. 2360 – 2366.
- FLUENT (version 6.3.16), ANSYS, Inc., 2006.
- Gomes, M. das N. ; Olinto, C. R. ; Rocha, L. A. O. ; Souza, J. A. ; Isoldi, L. A., 2009, “Computational modeling of a regular wave tank”, *Engenharia Térmica*, v. 8, p. 44-50.
- GOMES, M. das N., 2010, Modelagem Computacional de um Dispositivo Coluna d'Água Oscilante de Conversão de Energia das Ondas do Mar em Energia Elétrica. Dissertação (Mestrado em Modelagem Computacional) - Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, RS, Brasil.
- Gomes, M. das N. ; Isoldi, L. A; Santos E. D.; Rocha, L. A. O., 2012, “Análise de malhas para geração numérica de ondas em tanques”, Em Anais do VII Congresso Nacional de Engenharia Mecânica. São Luiz, MA, Brasil. Paper no. 1434.
- Horko, M., 2007, CFD Optimisation of an Oscillating Water Column Energy converter, Tese de Mestrado em Engenharia e Ciência, Escola de Engenharia Mecânica, Universidade de Western, Austrália, 145 p.
- Liu, Z.; Hyun B.; Hong, K., 2008a, “Application of Numerical Wave Tank to OWC Air Chamber for Wave Energy Conversion”. *International Offshore and Polar Engineering Conference*.
- Liu, Z.; Hyun B.; Jin, J., 2008b, “Numerical prediction for overtopping performance of OWEC”. *Journal of the Korean Society for Marine Environmental Engineering*, v. 11, n.1, p. 35-41.
- Liu, Z.; Hyun B.; Hong, K., 2011, “Numerical study of air chamber for oscillating water column wave energy converter”, *China Ocean Eng.*, v.25, p.169-178.
- Lopes, N. et al., 2012, “Constructal design optimization of the geometry of an oscillating water column wave energy converter (OWC-WEC)”, In *Proceedings Constructal law conference*, UFRGS, Porto Alegre.
- Machado, B.N., et. Al., 2012, “Constructal design of an overtopping wave energy converter”, In *Proceedings constructal law conference*, UFRGS, Porto Alegre.
- Marjani A. E. e t Al, 2006, “3D unsteady flow simulation in an owc wave converter plant”, In *Proceedings International Conference on Renewable Energy and Power Quality*, Mallorca, Espanha.
- McCormick, M. E., 1981, “Ocean Energy Conversion”, John Wiley & Sons, New York.
- Ramalhas, R. dos S., 2011, Estudo numérico de um dispositivo de conversão da energia das ondas do tipo coluna de água oscilante (CAO). Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Versteeg, H. K.; Malalasekera, W., 2007, *An Introduction to Computational Fluid Dynamics – The Finite Volume Method*, Pearson, England.

9. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O(s) autor(es) é(são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Estudo Numérico de uma Placa Submersa Vista como Quebra-Mar e
Conversor de Energia das Ondas

Flávio Medeiros Seibt¹, Eduardo Costa Couto², Paulo Roberto de Freitas Teixeira³
Elizaldo Domingues dos Santos⁴, Liércio André Isoldi⁵

Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

¹e-mail: fseibt@gmail.com

²e-mail: e.c.couto@uol.com.br

³e-mail: pauloteixeira@furg.br

⁴e-mail: elizaldosantos@furg.br

⁵e-mail: liercioisoldi@furg.br

RESUMO

A crescente pesquisa por fontes de energia limpa e renovável tem contribuído para dar relevância ao estudo da energia das ondas do mar. Este artigo apresenta um modelo computacional desenvolvido para analisar o dispositivo placa submersa utilizado como quebra-mar e como conversor de energia das ondas do mar em energia elétrica. A dupla função deste dispositivo o distingue dos demais conversores de energia das ondas. O modelo desenvolvido utiliza os códigos comerciais GAMBIT e FLUENT. Neste último, a metodologia usada para representar a interação ar-água nas simulações numéricas do dispositivo é a multifásica Volume de Fluido. O objetivo deste artigo é contribuir para um maior conhecimento deste dispositivo analisando a influência do comprimento da placa no seu desempenho nas duas funções. Para tanto, o modelo desenvolvido, depois de validado, é aplicado em cinco simulações que se distinguem apenas pelo comprimento da placa. Nestas simulações, o seu desempenho na função de quebra-mar é quantificado por meio do coeficiente de transmissão. Já, o seu desempenho como conversor de energia é avaliado por sua eficiência em captar a energia das ondas incidentes. Constata-se que para um comprimento de placa, adimensionalizado pelo comprimento da onda, inferior à 0.83, as funções quebra-mar e conversor de energia não são concorrentes.

Palavras-chave: placa submersa, energia das ondas, ondas do mar, conversores de energia, FLUENT

1. INTRODUÇÃO

Os danos ao meio ambiente causados pela queima de combustíveis fósseis e o custo elevado decorrente da contínua busca por novas reservas têm estimulado a busca por fontes de energia limpa e renovável. A energia dos oceanos é um dos principais recursos renováveis do planeta. A parcela da energia dos oceanos que está associada ao movimento das partículas de água que ocorre na superfície das ondas e abaixo desta é denominada de energia das

ondas. Esta energia pode ser considerada uma forma concentrada da energia solar, pois é esta que, pelo aquecimento desigual da superfície terrestre, é responsável pelos ventos que atuam na superfície dos oceanos gerando as ondas. A grandeza energia da onda é normalmente expressa como potência média por unidade de comprimento de frente de onda. Regiões consideradas boas para exploração da energia das ondas apresentam médias anuais que variam de 20 a 70 kW/m (Falcão, 2010) sendo que a média da região sul do Brasil é de 33 kW/m (Carnegie, 2012). O valor teórico de energia que pode ser captado das ondas, em todo o mundo, ao longo de um ano corresponde a 8×10^6 TWh, o que equivale à cem vezes a energia elétrica gerada pelas hidrelétricas de todo o planeta no mesmo período (Lagoun et al., 2010). Portanto, mesmo usando valores conservadores para a eficiência dos conversores de energia das ondas em energia elétrica, as perspectivas são boas o suficiente para estimularem pesquisas em tecnologias para o aproveitamento desta fonte de energia.

Em contraste com o que ocorre com a energia dos ventos, existem várias tecnologias para conversão da energia das ondas em energia elétrica. Diferentes critérios são utilizados para classificar os conversores, porém nenhum deles passa, ao contrário do que ocorre com tecnologias de extração de outras formas de energia renovável, pela potência dos dispositivos. Os critérios mais usuais são a posição relativa à superfície do oceano, a localização com relação à costa, o sistema de aproveitamento da energia das ondas ou princípio de conversão de energia (Chozas e Soerensen, 2009). Conforme este último critério, os conversores são classificados da seguinte forma: coluna de água oscilante, corpos flutuantes e galgamento (Cruz e Sarmiento, 2004). Atualmente, nenhum tipo de conversor ocupa uma posição de liderança do ponto de vista comercial e é esperado que os diferentes princípios de conversão de energia das ondas sejam utilizados conforme as características do local de instalação do conversor (Chozas e Soerensen, 2009).

O dispositivo placa submersa é um tipo de estrutura utilizada em engenharia costeira como quebra-mar ou conversor de energia das ondas (Brossard et al., 2009). Sobre este tipo de conversor existe pouca pesquisa, apesar do trabalho experimental de Ozer e Ozdamar (2007) mostrar que sua eficiência pode alcançar valores de até 60 %.

Quebra-mares são estruturas rígidas construídas paralelas ao litoral para, principalmente, criar condições de abrigo na entrada dos portos ou formar uma zona calma para refúgio de pequenas embarcações. Outras utilizações destas estruturas são a proteção costeira e a criação ou ampliação de área útil de praia para fins balneários (Pinto, 2001). Quando o objetivo é apenas reduzir a altura das ondas, são usados quebra-mares submersos que apresentam custos mais baixos, permitem a troca de água por cima deles e não interferem na paisagem. O dispositivo placa submersa proporciona uma proteção comparável à de um quebra-mar submerso convencional (Graw, 1998).

Naturalmente, a dupla função do dispositivo placa submersa gera a expectativa de que este dispositivo seja um conversor de energia economicamente viável. No entanto, ainda há muita pesquisa a ser realizada para tornar possível esta avaliação. Neste trabalho, foi realizada uma análise numérica da influência do comprimento da placa no seu desempenho nas duas funções. A influência na função de quebra-mar foi quantificada por meio do coeficiente de transmissão. Já, na função de conversor de energia, a eficiência do dispositivo foi usada para avaliar esta influência. Inicialmente foram validadas as metodologias utilizadas e, posteriormente, foram analisadas cinco situações que se distinguem apenas pelo comprimento da placa. Para tanto, foi usado o código computacional de dinâmica dos fluidos FLUENT (FLUENT, 2007), que é baseado no Método dos Volumes Finitos.

2. PLACA SUBMERSA

A história da utilização dos quebra-mares do tipo placa submersa como conversores de energia das ondas do mar em energia elétrica começa com testes realizados por Dick (1968) em um tanque de ondas com quebra-mares sólidos e submersos. A observação de um movimento orbital da água quando as ondas passavam sobre um quebra-mar poroso deu origem ao seguinte comentário: "Corantes inseridos durante alguns dos testes com quebra-mares permeáveis revelaram um padrão de circulação média. Medidas detalhadas não foram feitas, mas as linhas do caminho médio do corante são esquematizadas na Fig. 13.28." (Fig. 1).

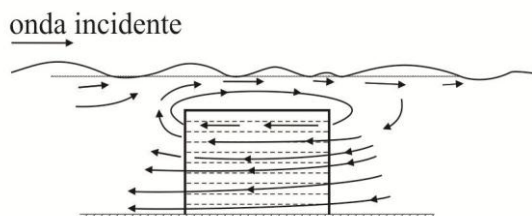


Figura 1: Movimento do fluido em quebra-mar poroso (Dick, 1968).

Anterior a ideia de sua utilização como conversor de energia, a placa submersa era vista apenas como um eficiente quebra-mar que permite a troca da água entre o mar aberto e a área protegida sem prejuízo à vista do mar aberto (Graw, 1993a). Estas boas características estimularam pesquisas sobre seu princípio de funcionamento. Graw (1992) justificou a maior eficiência deste quebra-mar com relação a outros quebra-mares submersos com o escoamento que ocorre sob a placa. Este escoamento, origem da ideia do conversor de energia, é descrito por Graw, neste mesmo trabalho, como um forte fluxo pulsante, com sentido contrário ao da propagação da onda, e que ocorre durante sua passagem. Segundo ele, este fluxo é bastante estável, pois não está sujeito a grandes alterações mesmo quando a região abaixo da placa é parcialmente fechada.

Ainda sobre o quebra-mar, Graw (1993a) compilou os resultados de várias investigações teóricas e experimentais com o objetivo de definir a influência do comprimento e da profundidade de submersão da placa na redução da altura da onda incidente. Todos os estudos analisados mostram uma forte dependência do coeficiente de transmissão com o comprimento relativo da placa (razão do comprimento da placa pelo comprimento da onda incidente). Alguns estudos ainda mostram as dependências com relação à profundidade relativa (razão da profundidade de submersão da placa pela profundidade do oceano) e com relação à razão da profundidade de submersão pela altura da onda incidente. As curvas apresentadas nesta compilação mostram como interagem os parâmetros estudados.

Em Graw (1993b,1994) encontram-se as primeiras referências sobre a placa submersa como um dispositivo que pode atuar como quebra-mar e conversor de energia das ondas. São apresentadas algumas vantagens deste dispositivo com relação a outros conversores: é totalmente submerso, portanto o impacto de grandes ondas é reduzido; pela mesma razão, problemas de corrosão na turbina também são reduzidos; como o fluxo sob a placa tem sempre o sentido contrário ao da propagação das ondas, uma turbina hidráulica comum pode ser utilizada, proporcionando uma redução de custos de implantação do sistema; a dupla utilização também contribui para esta redução de custos; se a turbina está captando energia, o sistema atua como filtro de ondas e conversor de energia, mas se a região abaixo da placa estiver completamente bloqueada, o sistema atua como um quebra-mar submerso convencional; como o dispositivo é totalmente submerso, a influência sobre o meio ambiente é reduzida.

Mesmo depois de Graw (1993b,1994) ter mostrado a placa submersa como um dispositivo de duplo propósito, ainda são realizadas pesquisas que a focalizam apenas como quebra-mar. Hsu e Wu (1999) desenvolveram um modelo numérico baseado na teoria linear de ondas e no método dos elementos de contorno para um sistema constituído por uma placa submersa, fixa, horizontal, impermeável e um quebra-mar submerso e permeável atuando em conjunto. Quando o quebra-mar é totalmente permeável, o sistema se reduz a uma placa submersa. Para esta situação, foram mostradas as comparações entre os resultados obtidos com o modelo e resultados experimentais e soluções numéricas da dependência do coeficiente de transmissão com relação ao comprimento relativo da placa. Hu et al. (2002) desenvolveram uma solução analítica para avaliar a transmissão e a reflexão de ondas lineares que se propagam por um sistema semelhante ao considerado por Hsu e Wu (1999). Para o caso em que o quebra-mar é considerado completamente permeável, são apresentadas as comparações com medições experimentais do coeficiente de reflexão traçado contra o comprimento relativo da placa. Brossard e Chagdali (2001) apresentaram um método experimental que utiliza duas sondas móveis para medir os coeficientes de reflexão e transmissão de uma placa submersa e relacionaram estes coeficientes com o número de onda para diferentes profundidades relativas da placa. Hildebrandt e Schlurmann (2008) realizaram experimentos em um tanque de ondas para analisarem o campo de velocidades no entorno de uma placa submersa e as forças nela induzidas pelo escoamento. Este trabalho teve por objetivo gerar dados para a validação de modelos numéricos.

Carter (2005) apresentou um minucioso histórico que aborda a placa como conversor de energia e como quebra-mar. Apresentou, também, um modelo numérico para a placa submersa que emprega o método dos elementos de contorno e a teoria potencial linear. Ao apresentar o campo de velocidades no entorno da placa, obtido por este modelo, contribuiu para o entendimento do fluxo que se desenvolve sob a placa decorrente da passagem das ondas e mostrou que o sentido deste fluxo alterna, ao contrário do descrito por Graw (1993a). Ozer e Ozdamar (2007) realizaram um estudo experimental para determinar a eficiência da placa submersa como conversor de energia. Ao descreverem o dispositivo, ao contrário de Graw (1993a), afirmaram que o fluxo sob a placa alterna o sentido. Por levarem em conta esta alternância de sentido, apresentaram a conveniência do uso de uma turbina que tenha a característica de girar sempre no mesmo sentido, qualquer que seja o sentido do fluxo. Desta forma, divergiram de Graw (1993c,1994), que, coerente à ideia de que o fluxo sob a placa mantém sempre o sentido contrário ao da propagação da onda, sugere o uso de uma turbina hidráulica convencional. Neste artigo de Ozer e Ozdamar são mostrados resultados de vários experimentos que visam permitir o cálculo da eficiência do dispositivo para oito configurações que incluem ou não a presença de obstruções abaixo placa. A eficiência máxima encontrada neste estudo foi de 60 %, enquanto que no estudo experimental de Graw (1995) foi de 3 %.

3. MODELO COMPUTACIONAL E CONDIÇÕES DE SIMULAÇÃO

O estudo de caso consiste em uma placa horizontal submersa colocada em um canal com um gerador de ondas em uma de suas extremidades (ver esquema da Fig. 2).

O modelo computacional desenvolvido para análise do dispositivo placa submersa utilizou os códigos comerciais GAMBIT (GAMBIT, 2006) e FLUENT (FLUENT, 2007). O primeiro foi usado para a discretização do domínio do problema por meio da construção de malhas estruturadas com elementos retangulares. O segundo disponibiliza modelos matemáticos para análise de problemas de dinâmica dos fluidos e transferência de calor e resolve numericamente as equações do modelo escolhido usando o Método dos Volumes Finitos. Especificamente para o estudo de caso, o FLUENT resolve as equações de conservação da massa e da quantidade de movimento.

O modelo numérico usa o método do Volume de Fluido para considerar o fluido multifásico que, neste caso, é composto por água e ar. Foi considerado o esquema de advecção *upwind* para tratamento dos termos advectivos, o método PRESTO! para a discretização espacial da pressão e o método GEO-RECONSTRUCTION para a reconstrução da interface dos fluidos. O algoritmo PISO (*Pressure-Implicit with Splitting of Operator*) foi usado como método de acoplamento pressão-velocidade. Foram empregados os fatores de sub-relaxação 0.3 e 0.7 para as equações da conservação da massa e quantidade de movimento, respectivamente.

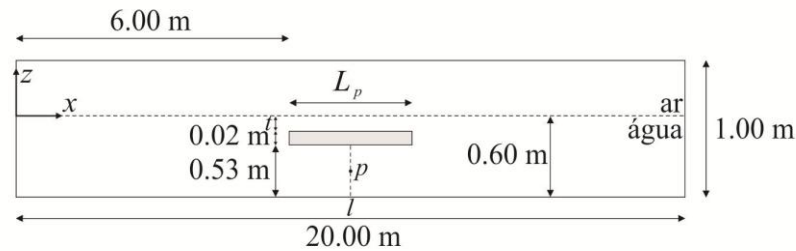


Figura 2: Geometria do canal e da placa.

As condições de contorno utilizadas foram: pressão atmosférica na face superior do canal; velocidade dependente do tempo na face esquerda do canal e, nas demais superfícies, condição de não deslizamento (Fig. 2).

As velocidades dependentes do tempo, nas direções x e z , utilizadas como condição de contorno na lateral esquerda do canal são obtidas da teoria de ondas de Stokes de 2º ordem e estão definidas pelas Equações (1) e (2) (Chakrabarti, 2005), respectivamente:

$$u(x, z, t) = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - \sigma t) + \frac{3}{4} \frac{(\pi H)^2}{TL} \frac{\cosh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \cos 2(kx - \sigma t) \quad (1)$$

$$w(x, z, t) = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - \sigma t) + \frac{3}{4} \frac{(\pi H)^2}{TL} \frac{\sinh 2k(h+z)}{\sinh^4 kh} \sin 2(kx - \sigma t) \quad (2)$$

onde H é a altura da onda, h é a profundidade, x é a posição, t representa o tempo e z é a posição com relação ao nível médio da superfície livre. $k = 2\pi/L$ e $\sigma = 2\pi/T$ são o número de onda e a frequência angular da onda, respectivamente, sendo L o comprimento da onda e T o período da onda.

Foram geradas seis malhas para o desenvolvimento deste trabalho. Com o intuito de evitar seis estudos de independência de malha, foram acolhidas as recomendações de Ramalhais (2011) referentes a discretização do domínio computacional, que demonstraram serem eficientes em estudos anteriores. Desta forma, as dimensões das células não ultrapassam $L/60$, na direção de propagação da onda, e $H/20$, na direção vertical, na região onde se manifesta a onda e no fundo do canal.

Todas as simulações referem-se a 20 s de escoamento e o passo de tempo usado sempre foi de 0.001 s.

4. VALIDAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

Orer e Ozdamar (2007) realizaram um estudo experimental com o objetivo de determinar a eficiência do conversor de energia das ondas do tipo placa submersa. Este estudo foi desenvolvido em um canal de ondas com a geometria mostrada na Fig. 2 e com o comprimento da placa (L_p) igualado a 1.00 m.

Neste trabalho experimental, com o objetivo de calcular a eficiência do conversor, foram medidas as velocidades máximas do escoamento sob a placa, no sentido contrário ao da propagação das ondas. Estas velocidades foram usadas na validação do modelo. A geometria do canal com a placa submersa usada nas simulações feitas para validar o modelo é a mesma do canal usado por Orer e Ozdamar (2007). Nestas simulações foi utilizada uma malha estruturada formada por 399800 elementos com dimensões adequadas aos critérios já expostos.

Antes da validação, os resultados do modelo numérico para a elevação da onda foram comparados com uma solução analítica. Para este fim, foi usada uma onda de altura (H) e período (T) iguais a 0.06 m e 1.50 s, respectivamente. A equação da dispersão da teoria linear fornece um comprimento de onda igual a 3.00 m, para estes

parâmetros de onda e a profundidade do canal igual a 0.60 m. Para este cenário, a melhor teoria para modelar a onda é a teoria de Stokes de 2ª ordem, conforme Chakrabarti (2005). Conforme esta teoria, a elevação da superfície livre (η) é obtida da Equação (3) (Chakrabarti, 2005).

$$\eta = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) + \frac{\pi H^2}{8L} \frac{\cosh 2h}{\sinh^3 kh} (2 + \cosh 2kh) \cos 2(kx - \sigma t) \quad (3)$$

A Fig. 3 apresenta as soluções numérica e analítica para a posição $x = 5$ m.

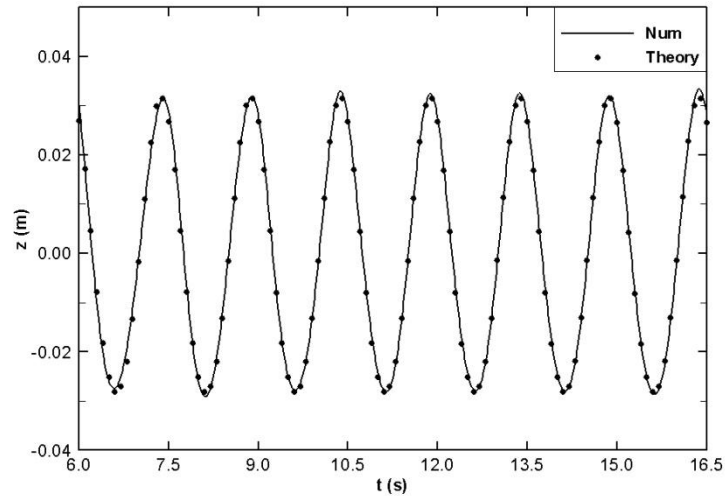


Figura 3: Comparação entre modelo numérico e teoria de Stokes de 2ª ordem.

A média quadrática das diferenças entre as curvas mostradas na Fig. 3 é inferior a 2 % para um intervalo correspondente à sete períodos, que inicia quando a onda já está plenamente formada e finda antes da onda refletida na face direita do canal atingir a posição onde foram realizadas as medidas. Este erro médio com valor pequeno e o fato das curvas estarem em fase mostram a boa capacidade do modelo em simular ondas.

Comprovada a capacidade do modelo em gerar ondas, foram selecionados dois experimentos do trabalho de Orer e Ozdamar (2007) para a validação. Nos experimentos e nas simulações correspondentes foram medidas as velocidades máximas do escoamento sob a placa no sentido contrário ao da propagação das ondas. As medições das velocidades foram realizadas em um ponto p localizado sob o centro da placa, a uma altura que corresponde à metade da altura da placa conforme a Fig. 2.

Os parâmetros da onda de cada experimento, as velocidades encontradas e os erros relativos estão apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Parâmetros das ondas, resultado experimental, numérico e erro relativo.

Onda	T (s)	H (m)	Resultado experimental (cm/s)	Resultado numérico (cm/s)	Erro rel. (%)
1	1.50	0.06	-9.44	-8.34	11.67
2	1.87	0.06	-11.39	-12.72	-11.74

Os resultados experimentais apresentados na Tabela 1 são medições de velocidades feitas com um equipamento da marca japonesa Kenek, modelo Vm-801 H (Orer; Ozdamar, 2007), que apresenta uma precisão de $\pm 2\%$ ao longo da faixa $[0, \pm 200]$ cm/s (Kenek, 2012). Observa-se que a incerteza da medição depende de todos os equipamentos utilizados no sistema de medição.

5. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DA PLACA NO DESEMPENHO DO DISPOSITIVO

Concluída a validação do modelo computacional e continuando a usar a onda de altura (H), comprimento (L) e período (T) iguais à 0.06 m, 3.00 m e 1.50 s, respectivamente, a influência do comprimento da placa no desempenho do dispositivo foi estudada por meio de cinco simulações. Nestas simulações, o comprimento da placa (L_p) assumiu os seguintes valores: 1.00 m, 1.50 m, 2.00 m, 2.50 m e 3.00 m, correspondentes às seguintes relações L_p/L : 0.33, 0.50, 0.67, 0.83 e 1.00, respectivamente.

Um quebra-mar submerso, como a placa horizontal em estudo, permite que as ondas provenientes do mar aberto passem por ele em direção à zona protegida. Sua eficácia é avaliada por sua capacidade de reduzir a altura da onda que chega na área a ser protegida. O parâmetro que expressa esta capacidade é o coeficiente de transmissão definido em Dean e Dalrymple (1991) como:

$$C_t = \frac{H_t}{H_i} \quad (4)$$

onde, H_t é a altura da onda transmitida e H_i é a altura da onda incidente. Desta forma, quanto menor o coeficiente de transmissão mais eficaz é o quebra-mar. A altura H_t foi medida a seis metros a jusante da placa, buscando evitar que as perturbações locais do escoamento próximo a placa influenciem nos resultados. A Fig. 4 representa a dependência deste coeficiente com relação ao comprimento da placa. Os resultados foram obtidos em um intervalo de tempo que inicia quando a onda já está plenamente formada no local de medição e finda antes que os efeitos de reflexão tanto do dispositivo quanto da parede do final do canal interfiram nos resultados.

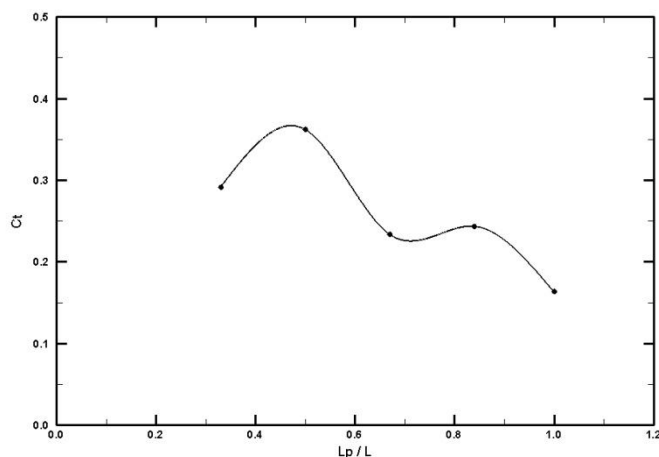


Figura 4: coeficiente de transmissão *versus* comprimento relativo da placa.

Observa-se, no âmbito deste estudo, uma tendência de redução do coeficiente de transmissão com o aumento do comprimento da placa. Embora se perceba esta tendência, existem algumas variações locais que indicam um coeficiente de transmissão máximo ($C_t = 0.36$) para $L_p/L = 0.50$ e não para uma relação de 0.33, enquanto que o C_t é mínimo ($C_t = 0.17$) para o maior comprimento de placa ensaiado ($L_p/L = 1.00$). Observa-se que os valores encontrados são da mesma ordem de grandeza dos resultados teóricos e experimentais arrolados por Graw (1993c).

Já, a aptidão da placa submersa como conversor de energia pode ser avaliada pela sua eficiência que pode ser calculada pela expressão proposta por Graw (1995):

$$\phi = \frac{\text{potência disponível sob a placa}}{\text{potência da onda}} = \frac{P_p}{P_w} \quad (5)$$

onde P_w , a potência da onda que incide no dispositivo, é obtida da expressão proposta por Dean e Dalrymple (1991),

$$P_w = \left(\frac{1}{8} \rho g H^2\right) \frac{\sigma}{k} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh}\right] \quad (6)$$

e P_p , a potência disponível sob a placa, é calculada de forma semelhante a proposta por Dizadji e Sajadian (2011),

$$P_p = \frac{1}{T} \int_t^{t+T} \int_{-h}^{-h+H_p} \left(P + \frac{1}{2} \rho u^2 \right) u \, dz \, dt \quad (7)$$

onde P é a pressão imposta pela onda (equivalente a pressão descontada da pressão hidrostática) e o segundo termo dentro do parênteses ($1/2\rho u^2$) equivale a pressão dinâmica. A Fig. 5 apresenta os valores da eficiência do dispositivo correspondentes aos comprimentos de placa estudados adimensionalizados pelo comprimento da onda.

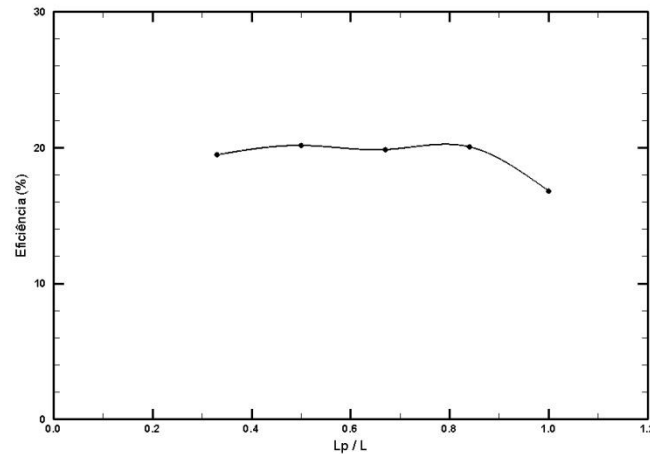


Figura 5: eficiência do conversor de energia das ondas do tipo placa submersa para diferentes comprimentos relativos de placa.

A curva apresentada na Fig. 5 mostra uma tendência de redução da eficiência com o aumento do comprimento relativo da placa, embora na faixa de L_p/L entre 0.33 e 0.83, a eficiência está próxima a 20 % com pequenas variações entre os resultados. Por outro lado, percebe-se um decréscimo mais acentuado da eficiência para $L_p/L = 1.00$, chegando a 16 %. Os valores de eficiência encontrados podem ser confrontados com os obtidos por Orer e Ozdamar (2007) em sua investigação experimental. Nesta investigação, um caso com parâmetros semelhantes aos adotados neste estudo e L_p/L igual a 0.33 a eficiência obtida é 3 % aproximadamente. A diferença encontrada justifica-se pelo fato de que Orer e Ozdamar consideraram apenas o termo da pressão dinâmica ($1/2\rho u^2$) na Eq. (7) para o cálculo da eficiência. Na análise dos comportamentos do fluxo de massa sob a placa e da velocidade máxima medida em um ponto médio sob o centro da placa (ponto p - Fig. 2) para cada caso, observou-se que ambos decrescem com o aumento do comprimento da placa, em conformidade com o comportamento da eficiência.

6. CONCLUSÕES

Neste artigo foi desenvolvido um modelo numérico para análise do dispositivo placa submersa em um canal de 0.60 m de profundidade e sujeito a uma onda de $T = 1.5$ s e $H = 0.06$ m. Foram realizadas simulações que mostraram seu bom desempenho como quebra-mar e como conversor de energia das ondas. Estas simulações permitiram avaliar a influência do comprimento da placa no desempenho do dispositivo, indicando que quanto maior o comprimento, menores são a altura de onda transmitida e a eficiência. Observou-se que a função como quebra-mar do dispositivo é mais sensível a variação do comprimento da placa, uma vez que a eficiência do dispositivo permaneceu quase constante para uma ampla faixa de relação entre os comprimentos da placa e da onda de 0.33 a 0.83. No seguimento deste estudo, devem-se analisar o coeficiente de transmissão e a eficiência do dispositivo para faixas de comprimento da placa mais abrangentes. Também, é importante que sejam realizadas análises numéricas considerando a presença da turbina, a influência de outros parâmetros geométricos e utilizando uma modelagem tridimensional.

7. AGRADECIMENTOS

Os autores deste artigo agradecem as bolsas concedidas pela CAPES (Projeto PNPd n° 23038.007758/2011-16) e CNPq (Projeto n° 555695/2010-7) especialmente ao Prof. Dr. Luiz Alberto Oliveira Rocha, coordenador deste último projeto.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Brossard, J., Chagdali, M., 2001. Experimental investigation of the harmonic generation by waves over a submerged plate, *Coastal Engineering*, 42 (1), 277-290.
- Brossard, J., Perret, G., Blonce, L. and Diedhiou, A., 2009. Higher harmonics induced by a submerged horizontal plate and a submerged rectangular step in a wave flume, *Coastal Engineering*, 56 (1), 11-22.
- Carter, R. W., 2005. Wave energy converters and a submerged horizontal plate, Thesis of Degree of Master of Science in Ocean and Resources Engineering, University of Hawai'i, Manoa, Honolulu, HI, USA, 273p.
- Carnegie. Disponível em: <<http://www.carnegiewave.com>>. Acesso em: 6 set. 2012.
- Chakrabarti, S. K., 2005. *Handbook of Offshore Engineering*, Vol. 1, 1st ed., Elsevier, 669p.
- Chozas, J. F. and Soerensen, H. C., 2009. State of the art of wave energy in Spain, Proc. 3rd Annual Electrical Power and Energy Conference (EPEC), Montreal, QC, Canada, IEEE, 1-6.
- Cruz, J. M. B. P. and Sarmento, A. J. N. A., 2004. *Energia das ondas: Introdução aos aspectos tecnológicos, econômicos e ambientais*, Instituto do Ambiente, 65p.
- Dean, R. G. and Dalrymple, R. A., 1991. *Water Wave Mechanics for Engineers and Scientists*, World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., 355p.
- Dick, T. M., 1968. On solid and permeable submerged breakwaters, Ph.D. Dissertation, Dept. of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, 128p.
- Dizadji, N. and Sajadian, S. E., 2011. Modeling and optimization of the chamber of OWC system, *Energy*, 36 (5), 2360-2366.
- Falcão, A. F. O., 2010. Wave energy utilization: A review of the technologies, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 14 (3), 899-918.
- FLUENT (version 6.3.26), 2007, ANSYS, Inc..
- GAMBIT (version 2.4.6), 2006, ANSYS, Inc..
- Graw, K. U., 1992. The submerged plate as a wave filter: the stability of the pulsating flow phenomenon, Proc. 23rd International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Venice, Italy, 1153-1160.
- Graw, K. U., 1993a. The submerged plate as a primary wave breaker, Proc. XXV International Association for Hydraulic Research (IAHR), Japan, 38-45.
- Graw, K. U., 1993b. Shore protection and electricity by submerged plate wave energy converter, Proc. European Wave Energy Symposium, Edinburgh, UK, 379-384.
- Graw, K. U., 1993c. The submerged plate wave energy converter: A new type of wave energy device, Proc. International Symposium on Ocean Energy Development (ODEC), Muroran, Hokkaido, Japan, 307-310.
- Graw, K. U., 1994. Is the submerged plate wave energy converter ready to act as a new coastal protection system?, Proc. XXIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Napoli, 1-9.
- Graw, K. U., 1995. Wellenenergie – eine hydromechanische Analyse, Bericht Nr. 8 des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft, Bergische Universitaet – Gesamthochschule, Wuppertal, Germany, 332p.
- Graw, K. U., 1998. Wave energy, need for protection – possible uses, Expo'98 - The Oceans, a Heritage for the Future, Universität Leipzig, Leipzig, 16p.
- Hsu, H. H., and Wu, Y. C., 1999. Scattering of Water Wave by a Submerged Horizontal Plate and a Submerged Permeable Breakwater. *Ocean Engineering*, 26 (4), 325-341.
- Hu, H., Wang, K. H., and Williams, A. N., 2002. Wave Motion Over a Breakwater System of a Horizontal Plate and a Vertical Porous Wall. *Ocean Engineering*, 29, 373-386.
- Hildebrandt, A. and Schlurmann, T., 2008. Velocity Field Under Propagating Waves Over a Submerged Horizontal Plate and Induced Forces. Proc. Chinese-German Joint Symposium on Hydraulic and Ocean Engineering, Darmstadt, 24-30.
- Kenek, Electromagnetic Current Meter. Retrieved March 15, 2012, from <http://www.hangilco.com/VM-801.htm>.
- Lagoun, M. S., Benalia, A. and Benbouzid, M. E. H., 2010. Ocean wave converters: State of the art and current status, Proc. International Energy Conference and Exhibition (EnergyCon 2010), Manama, Bahrain, IEEE, 636-641.
- Orer, G. and Ozdamar, A., 2007. An experimental study on the efficiency of the submerged plate wave energy converter, *Renewable Energy*, 32 (8), 1317-1327.
- Pinto, F. A. T. Análise das oscilações e dos campos de velocidades nas proximidades de quebra-mares submersos sob a agitação marítima. 2001. 315f. Dissertação para Doutorado em Engenharia Civil - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

9. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

MODELO DE CÁLCULO SIMPLIFICADO PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO REFORÇADAS COM POLÍMERO REFORÇADO COM FIBRAS DE CARBONO

Leandro Candido de Lemos Pinheiro¹, Mauro de Vasconcellos Real²

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Universidade Federal do Rio Grande

Av. Itália km 8, Campus Carreiros, 96201-900, Rio Grande, RS, Brasil

¹e-mail: leandro_lemos_pinheiro@yahoo.com.br

² e-mail: mauroreal@furg.br

RESUMO

O objetivo deste trabalho é propor um modelo de cálculo simplificado para a determinação da capacidade resistente de vigas de concreto armado reforçadas à flexão com polímeros reforçados com fibra de carbono (PRFC). Inicialmente foi determinado um modelo de viga com armaduras superior e inferior e com uma ou mais camadas de reforço coladas na face inferior da viga. A seguir foram determinadas todas as expressões que caracterizam as tensões que cada material que compõe a viga pode absorver. A partir destas expressões, determinaram-se as equações que regem a posição da linha neutra, através de um processo direto, a curvatura e o momento fletor de fissuração do concreto para o Estádio I. Posteriormente determinaram-se as expressões que regem a posição da linha neutra, através de um processo direto, a curvatura e o momento fletor de escoamento do aço para o Estádio II. A seguir determinaram-se as expressões que regem a posição da linha neutra, através de um processo iterativo, a curvatura e o momento fletor último da viga. Com os resultados obtidos a partir das expressões citadas anteriormente, foi possível determinar os deslocamentos verticais da viga para diferentes carregamentos. No final, a validação do modelo de cálculo simplificado foi conseguida a partir de uma comparação entre os resultados obtidos neste trabalho e resultados, teóricos e experimentais, obtidos por outros autores.

Palavras-chave: análise estrutural, vigas de concreto armado, PRFC, reforço estrutural.

1. INTRODUÇÃO

A construção civil tem atualmente um papel de destaque na economia brasileira. Isto se justifica pelo fato de que, conforme progride a tecnologia, a demanda pela infraestrutura cresce. O crescimento da engenharia como um todo, e sua consequente valorização, fez com que fosse necessária uma maior atenção por parte das pessoas envolvidas diretamente com o tema, buscando novos métodos construtivos, materiais alternativos e tudo que tornasse a construção mais eficiente em relação a tempo, custo e qualidade.

Em relação a materiais, o concreto é, sem duvidas, um dos materiais estruturais mais importantes da engenharia. Quando combinado com o aço, resultando no concreto armado, este material é seguramente um dos mais utilizados em construções atualmente. Por ter tamanha importância, o concreto vem sendo exaustivamente estudado, assim

como alternativas ao seu uso e até possíveis melhorias em estruturas construídas a partir dele. Um fator importante de ser abordado sobre o concreto armado é sua utilização em ambientes agressivos. A qualidade do concreto depende de vários fatores, sendo os principais a qualidade dos materiais que o compõe e a relação água/cimento. Um concreto de má qualidade, ou seja, materiais de baixa qualidade ou alta relação água /cimento, tende a apresentar maior fissuração. Levando em consideração que o aço é suscetível à corrosão quando exposto a determinados agentes, a armadura de uma estrutura construída com concreto de má qualidade e exposta a agentes presentes em ambientes marítimos, por exemplo, tende a apresentar falhas por corrosão ao longo do tempo.

A cidade de Rio Grande tem atualmente, no Polo Naval, uma perspectiva de crescimento nunca antes imaginada. Porém, mais que a cidade, o governo federal em conjunto com diversos grupos empresariais privados, vem investindo uma grande quantidade de recursos no Polo Naval, o que faz com que cada vez mais se busquem alternativas que visem aumentar a rentabilidade do processo como um todo. Considerando que a construção civil está na estrutura do Polo Naval, tudo que está ligado à engenharia também deve apresentar um nível de segurança elevado. É com base nesta consideração que este trabalho foi elaborado.

Existe hoje no Polo Naval de Rio Grande um número muito grande de estruturas de concreto armado, e ao longo do tempo, certamente estas estruturas irão sofrer deterioração, especialmente por estarem localizadas em um ambiente marítimo. Dentre estas estruturas, o alvo das análises deste trabalho são as vigas.

Já se tem conhecimento de alguns métodos de reforços de vigas de concreto armado, dentre eles o reforço com Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (PRFC). Esta técnica vem sendo muito estudada, porém ainda não se dispõe no Brasil de normas técnicas que regulamentem o seu uso. Contudo, atualmente existem diversos estudos que tratam da utilização de PRFC no reforço de vigas de concreto armado, e um grande número destes estudos mostram que esta técnica agrega uma maior capacidade de resistência à flexão às vigas (Beber, 1999 e 2005; Garcez, 2007; Paliga, 2003, 2011).

Desta forma, devido às deteriorações de vigas de concreto armado expostas a ambientes marítimos, o reforço destas vigas com PRFC, buscando a recuperação de sua capacidade resistente original, é uma possibilidade real e muitas vezes vantajosa economicamente. Para que isto possa ser feito, o conhecimento da capacidade resistente da viga após o reforço é fundamental.

Com base nisto, este trabalho apresenta um modelo simplificado de determinação da capacidade resistente de vigas reforçadas com PRFC. Os resultados obtidos por este modelo foram comparados aos resultados experimentais obtidos por Beber (1999), o que validou o modelo simplificado proposto neste trabalho.

2. METODOLOGIA PARA A DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE RESISTENTE

2.1 Modelo de Vigas em Estudo

As vigas estudadas neste trabalho podem ser representadas conforme a Figura 1.

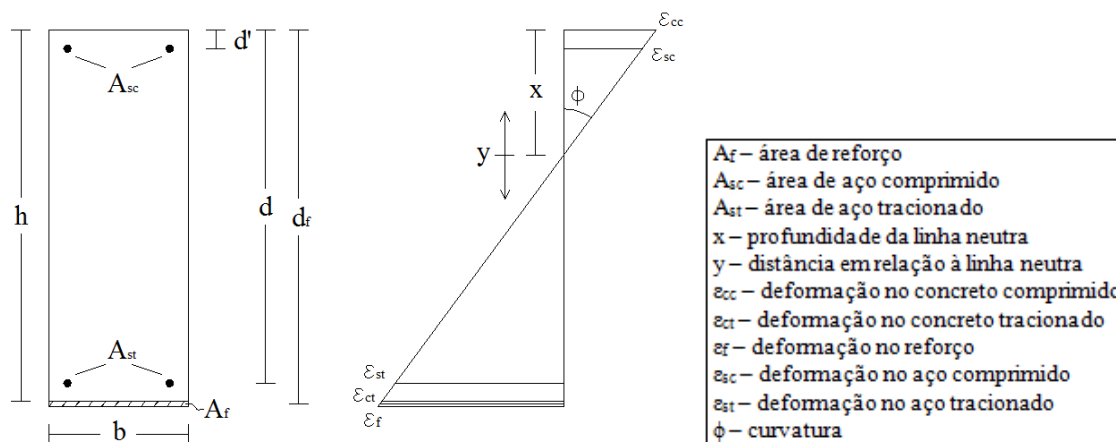


Figura 1. Modelo das vigas em estudo.

As distribuições das tensões e forças resultantes nas vigas para os Estádios I e II estão apresentadas na Figura 2. Contudo deve-se observar que no Estádio II a resistência à tração do concreto é desprezada, ou seja, tensão no concreto tracionado (σ_{ct}) deve ser igual a zero.

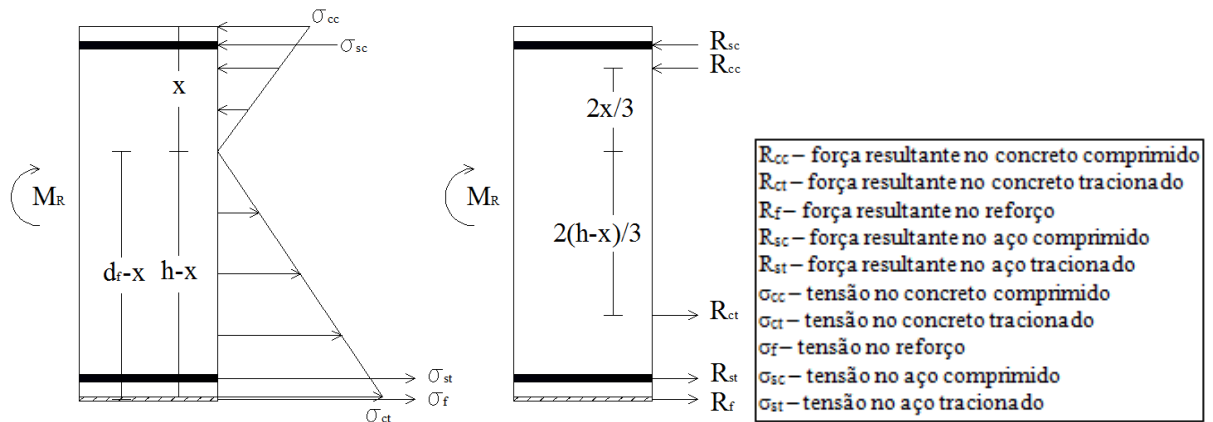


Figura 2. Distribuição de tensões e forças resultantes para os Estádios I e II.

As distribuições das tensões e forças resultantes nas vigas para os Estádios III estão apresentadas na Figura 3.

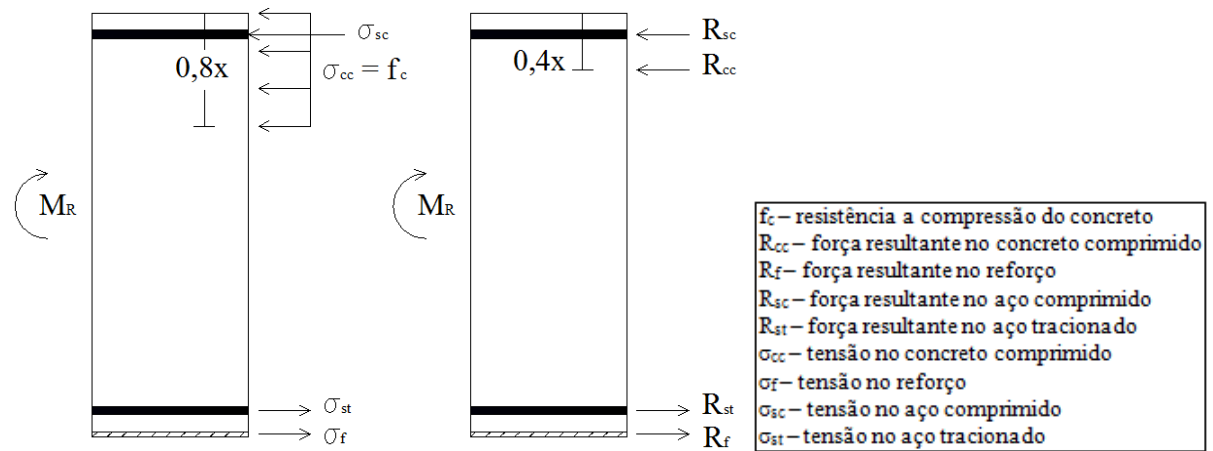


Figura 3. Distribuição de tensões e forças resultantes para o Estádio III.

2.2 Esforços resistidos por cada material

As equações que regem as deformações (ϵ) mostradas na Fig. 1 foram obtidas a partir da Eq. (1).

$$\epsilon = \phi \cdot y \tag{1}$$

Na Eq. (1), ϵ é a deformação de cada material, ϕ é a curvatura e y distância entre o centroide do material e a posição da linha neutra.

As equações que regem as tensões (σ) mostradas na Fig. 2 foram obtidas a partir da Eq. (2).

$$\sigma = E \cdot \epsilon \tag{2}$$

Na Eq. (2), σ é a tensão de cada material e E é o módulo de elasticidade de cada material.

As equações que regem as forças resultantes (R) mostradas na Fig. 2 e na Fig. 3 foram obtidas a partir da Eq. (3).

$$R = \int_A \sigma \cdot dA \tag{3}$$

Na Eq. (3), R é a força resultante de cada material e A é a área de cada material.

2.3 Linha Neutra, Curvaturas e Momentos Fletores Limites

2.3.1 Estádio I

Primeiramente, fez-se o equilíbrio das forças resultantes mostradas na Fig. 2 e isolando-se a variável “x” (posição da linha neutra), encontrou-se, de forma direta, a equação que rege a posição da linha neutra no Estádio I, conforme a Eq. (4).

$$x_I = \frac{(bE_c h^2 / 2) + (A_{sc} d' + A_{st} d) E_s + A_f d_f E_f}{bE_c h + (A_{st} + A_{sc}) E_s + A_f E_f} \quad (4)$$

Na Eq. (4), x_I é a posição da linha neutra no Estádio I, b é a largura da viga, h é a altura da viga, d' é a profundidade da armadura superior, d é a profundidade da armadura inferior, d_f é a profundidade do reforço, A_{sc} é a área de aço comprimido, A_{st} é a área de aço tracionado, A_f é a área de reforço, E_c é o módulo de elasticidade do concreto, E_s é o módulo de elasticidade do aço e E_f é o módulo de elasticidade do reforço.

Com a posição da linha neutra determinada, pode-se calcular o momento fletor de fissuração do concreto, conforme a Eq. (5).

$$M_{cr} = \frac{I_c f_{ct}}{(h - x_I)} \quad (5)$$

Na Eq. (5), M_{cr} é o momento fletor de fissuração do concreto, I_c é o momento de inércia da seção de concreto e f_{ct} é a resistência à tração do concreto.

A seguir, fez-se o equilíbrio de momentos fletores em relação à posição da linha neutra no Estádio I e isolando-se a variável “ ϕ ” (curvatura de fissuração do concreto), encontrou-se, de forma direta, a equação que rege a curvatura de fissuração do concreto, conforme a Eq. (6).

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{K_I} \quad (6)$$

Na Eq. (6), ϕ_{cr} é a curvatura de fissuração do concreto e K_I é a rigidez no Estádio I, que pode ser determinada conforme a Eq. (7).

$$K_I = [bE_c h + (A_{sc} + A_{st}) E_s + E_f A_f] x_I^2 - 2 \left[\frac{bE_c h^2}{2} + (A_{sc} d' + A_{st} d) E_s + E_f d_f A_f \right] x_I + \frac{bE_c h^3}{3} + (A_{sc} d'^2 + A_{st} d^2) E_s + E_f d_f^2 A_f \quad (7)$$

2.3.2 Estádio II

No Estádio II, o procedimento adotado foi semelhante ao adotado no Estádio I, porém desprezando o efeito do concreto tracionado ($R_{ct} = 0$).

Fez-se o equilíbrio de forças resultantes e determinou-se a equação que rege a posição da linha neutra no Estádio II, conforme a Eq. (8).

$$x_{II} = \frac{\sqrt{2A_f b E_c E_f d_f + (A_{sc} + A_{st})^2 E_s^2 + [(A_{st} + A_{sc}) A_f E_f + (A_{st} d + A_{sc} d') b E_c] 2E_s + A_f^2 E_f^2 - (A_{st} + A_{sc}) E_s - A_f E_f}}{b E_c} \quad (8)$$

Na Eq. (8), x_{II} é a posição da linha neutra no Estádio II.

Segundo Garcez (2007), a curvatura de escoamento do aço pode ser determinada conforme a Eq. (9).

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{(d - x_{II})} \quad (9)$$

Na Eq. (9), ϕ_y é a curvatura de escoamento do aço.

A seguir, fez-se o equilíbrio de momentos fletores em relação à posição da linha neutra no Estádio II e determinou-se a equação que rege o momento fletor de escoamento do aço, conforme a Eq. (10).

$$M_y = \chi_y \cdot K_{II} \quad (10)$$

Na Eq. (10), M_y é o momento fletor de escoamento do aço e K_{II} é a rigidez no Estádio II, que pode ser determinada conforme a Eq. (11).

$$K_{II} = \frac{bE_c}{3} x_{II}^3 + [(A_{sc} + A_{st})E_s + A_f E_f] x_{II}^2 - 2[(A_{sc} d' + A_{st} d)E_s + d_f A_f E_f] x_{II} + (A_{sc} d'^2 + A_{st} d^2)E_s + d_f^2 A_f E_f \quad (11)$$

2.3.3 Estádio III

No Estádio III, a posição da linha neutra é determinada a partir de um processo iterativo conforme o domínio de ruptura. Este processo está detalhado em Araújo (2003). Determinada a posição da linha neutra no Estádio III, determinou-se a curvatura última da viga conforme a Eq. (12).

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_u = \frac{10\text{‰}}{d - x_{III}} \rightarrow 0 \leq \frac{x_{III}}{d} \leq 0,259 \\ \phi_u = \frac{3,5\text{‰}}{x_{III}} \rightarrow \frac{x_{III}}{d} > 0,259 \end{array} \right. \quad (12)$$

Determinadas as curvaturas, as deformações foram calculadas a partir da Eq. (1), e a seguir determinaram-se as tensões mostradas na Fig. 3 (exceto a do concreto, que já está determinada na Fig. 3), conforme a Eq. (13).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = E \cdot \varepsilon \rightarrow \varepsilon < (f/E) \\ \sigma = f \rightarrow \varepsilon \geq (f/E) \end{array} \right. \quad (13)$$

Na Eq. (13), f é a resistência do material.

A seguir foram determinadas as forças resultantes a partir da Eq. (3) e logo após o momento fletor último da viga conforme a Eq. (14).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u = (0,4x_{III} - d')R_{sc} + (d - 0,4x_{III})R_{st} + (d_f - 0,4x_{III})R_f \rightarrow R_f < F_{m\acute{a}x} \\ M_u = (0,4x_{III} - d')R_{sc} + (d - 0,4x_{III})R_{st} + (d_f - 0,4x_{III})F_{m\acute{a}x} \rightarrow R_f > F_{m\acute{a}x} \end{array} \right. \quad (14)$$

Na Eq. (14), M_u é o momento fletor último da viga, R_{sc} é a força resultante do aço comprimido, R_{st} é a força resultante do aço tracionado, R_f é a força resultante do reforço e $F_{m\acute{a}x}$ é a força máxima antes do descolamento do reforço, conforme apresentado em Beber (1999).

2.4 Deslocamentos Verticais

Os deslocamentos verticais (flechas) foram determinados a partir de expressões propostas por Garcez (2007), conforme a Eq. (15).

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{m\acute{a}x} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) \rightarrow \text{Estádio I} \\ \delta_{m\acute{a}x} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) + \frac{(L_g + L_a)}{6} (\phi_{cr} L_a - \phi_a L_g) \rightarrow \text{Estádio II} \\ \delta_{m\acute{a}x} = \frac{\phi_a}{24} (3L^2 - 4L_a^2) + \frac{L_y}{6} [\phi_{cr} (L_y + L_g) - \phi_a (L_y + L_a)] + \frac{\phi_y (L_a - L_g)(L_a + L_y + L_g)}{6} \rightarrow \text{Estádio III} \end{array} \right. \quad (15)$$

Na Eq. (15), $\delta_{\text{máx}}$ é o deslocamento vertical máximo correspondente ao carregamento aplicado, ϕ_a é a curvatura correspondente ao carregamento aplicado, L é o comprimento da viga, L_a é o vão de cisalhamento, L_y trecho onde não teve escoamento do aço e L_g trecho onde não teve fissuração do concreto, sendo estes determinados a partir da Eq. (16). Na Eq. (16), P é o carregamento aplicado.

$$\begin{cases} L_g = \frac{2M_{cr}}{P} \\ L_y = \frac{2M_y}{P} \end{cases} \quad (16)$$

3. RESULTADOS OBTIDOS E VALIDAÇÃO

A comparação entre os resultados obtidos pelo modelo simplificado e os resultados experimentais e teóricos obtidos por Beber (1999), estão apresentados neste capítulo. Na Tabela 1 estão apresentadas as propriedades dos materiais consideradas por Beber (1999).

Tabela 1. Propriedades dos materiais consideradas por Beber (1999).

Materiais	Propriedades	Valores [MPa]
Concreto	Resistência à compressão	33,58
	Resistência à tração	3,14
	Módulo de elasticidade	38311
Aço	Resistência (6 mm)	738
	Resistência (10 mm)	565
	Módulo de elasticidade	210000
Reforço	Resistência	3400
	Módulo de elasticidade	230000

Na Figura 4 está apresentado o tipo de viga ensaiada por Beber (1999).

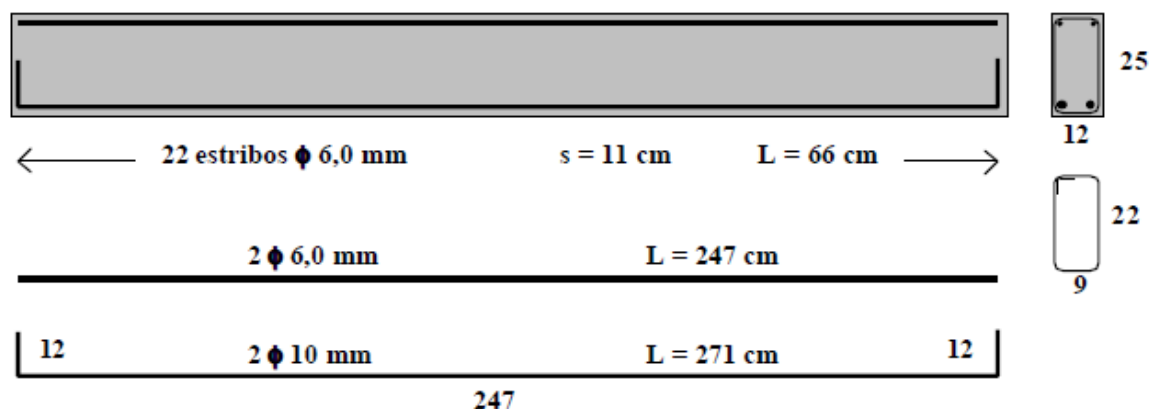


Figura 4. Vigas ensaiadas por Beber (1999).

Na Figura 5, onde esta apresentada a comparação para 1 camada de reforço, os resultados teóricos têm uma ótima concordância na maior parte do carregamento. Já nos carregamentos finais, os resultados obtidos pelo modelo simplificado aproximam-se significativamente dos resultados experimentais.

Na Figura 6, onde esta apresentada a comparação para 4 camadas de reforço, os resultados teóricos apresentam ótima concordância e ainda estão próximos aos resultados experimentais.

Na Figura 7, onde esta apresentada a comparação para 7 camadas de reforço, todos os resultados apresentam boa concordância.

E por fim, na Figura 8, onde está apresentada a comparação para 10 camadas de reforço, os resultados apresentam boa concordância, porém cabe destacar que o escoamento do aço se apresenta mais evidente do que nos demais modelos.

Deslocamento Vertical x Carga [1 camada de reforço]

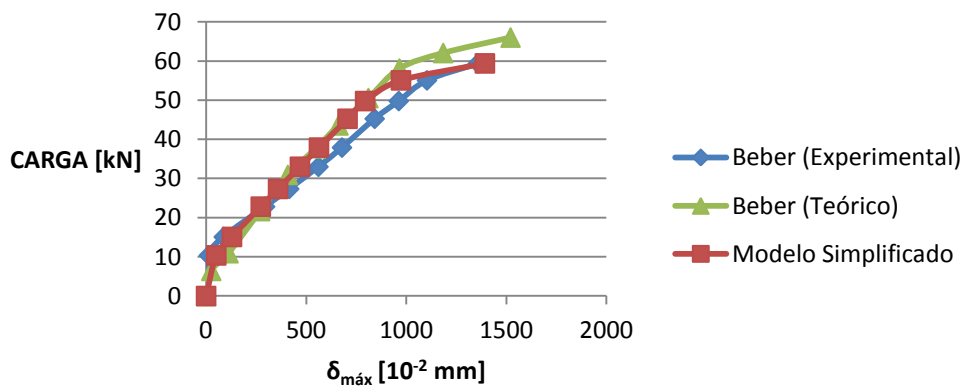


Figura 5. Comparação de resultados para vigas com 1 camada de reforço.

Deslocamento Vertical x Carga [4 camadas de reforço]

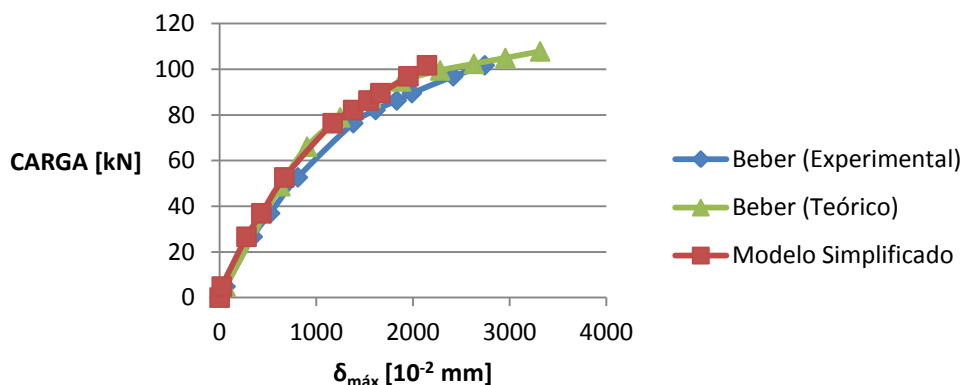


Figura 6. Comparação de resultados para vigas com 4 camadas de reforço.

Deslocamento Vertical x Carga [7 camadas de reforço]

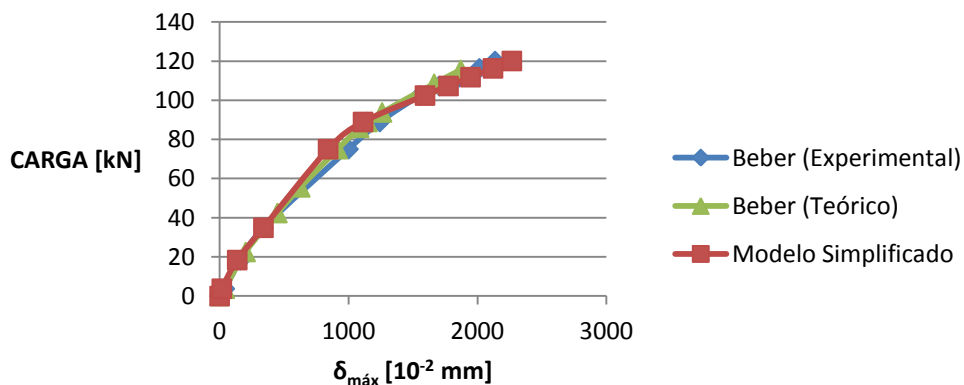


Figura 7. Comparação de resultados para vigas com 7 camadas de reforço.

Deslocamento Vertical x Carga [10 camadas de reforço]

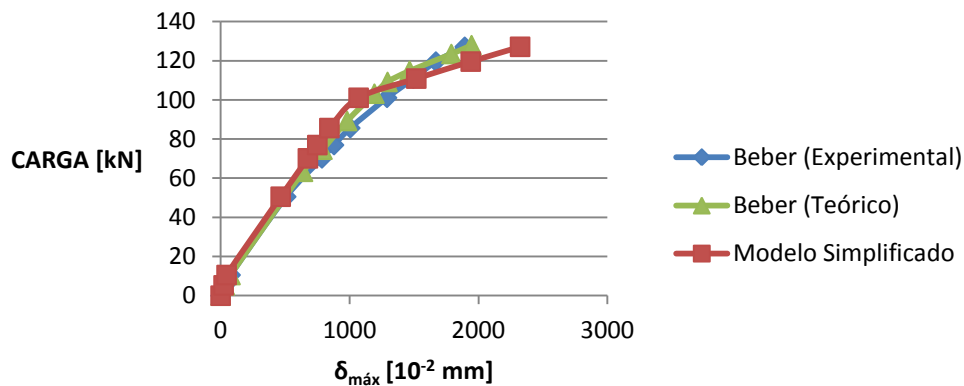


Figura 8. Comparação de resultados para vigas com 10 camadas de reforço.

4. CONCLUSÕES

Após a apresentação dos resultados obtidos pelo modelo simplificado e a comparação com os resultados teóricos e experimentais obtidos por Beber (1999), se faz necessária uma breve discussão sobre estes resultados.

Conforme observado no item anterior, todos os resultados apresentam, no mínimo, boa concordância, o que nos permite validar o modelo simplificado proposto por este trabalho. As pequenas diferenças de resultados se devem aos diferentes modelos de cálculos e até incertezas na obtenção dos resultados experimentais.

Quando se trata de concreto, nenhum resultado será muito exato, isto porque o concreto não é um material homogêneo. Portanto, o fato de se conseguir obter resultados tão aproximados em diferentes métodos, é alentador e dá margem para a realização de novos estudos para que, cada vez mais, se possa entender este material tão importante no mundo.

O modelo simplificado apresentado neste trabalho pode ser importante para as mais variadas áreas da construção civil, porém destacam-se os ambientes marítimos devido à alta tendência de deterioração de estruturas de concreto armado situadas nestes ambientes.

A partir deste trabalho é possível a análise da capacidade resistente de vigas de concreto armado reforçadas com polímeros reforçados com fibras de carbono, de uma forma simplificada, permitindo assim avaliar se é possível o reforço de vigas já danificadas e qual a quantidade de reforço necessária.

O próximo passo desta pesquisa será avaliar a confiabilidade de vigas reforçadas com PRFC empregando-se o modelo simplificado apresentado neste trabalho.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo, J. M. de., 2003. Curso de concreto armado, Dunas, Rio Grande, RS, Brazil.
- Beber, A. J., 1999. Avaliação do desempenho de vigas de concreto armado reforçadas com lâminas de fibra de carbono, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brazil.
- Beber, A. J.; Campos Filho, A. CFRP Composites on the shear strengthening of reinforced concrete beams. Revista IBRACON, v. 1, n.2, p. 127-143, 2005.
- Garcez, M. R., 2007. Alternativas para melhoria no desempenho de estruturas de concreto armado reforçadas pela colagem de polímeros reforçados com fibras, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brazil.
- Paliga, A. J.; Campos Filho, A.; Real, Mauro de Vasconcellos. Finite element model for numerical analysis of strengthened reinforced concrete structures. Revista IBRACON de Estruturas, v. 3, p. 177-200, 2007.
- Paliga, C. M. ; Campos Filho, A. ; Real, M.V.; Diniz, S.M.C . Métodos de análise de confiabilidade aplicados a vigas de concreto armado recuperadas com PRFC. Teoria e Prática na Engenharia Civil (Online), v. 11, n.17, p. 57-66, 2011.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

ANÁLISE NUMÉRICA DA INTERAÇÃO ENTRE ESCOAMENTOS A BAIXOS NÚMEROS DE REYNOLDS E CILINDROS APOIADOS EM BASE ELÁSTICA

R.A.Gonçalves¹, P.R.F.Teixeira², E. Didier^{3,4}

¹ Universidade Federal do Rio Grande

^{1,2} Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, Km 8, Campus Carreiros, 96201-900, Rio Grande, RS, Brasil

¹ e-mail: rafa.a.g@ibest.com.br

² e-mail: pauloteixeira@furg.br

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente, Avenida do Brasil, 101,1700-066, Lisboa, Portugal

⁴ MARETEC, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal

^{3,4} e-mail: edidier@lneec.pt

RESUMO

Neste artigo são apresentadas análises numéricas de fenômenos que ocorrem na interação entre escoamentos com baixos números de Reynolds e cilindros apoiados em base elástica. As simulações são realizadas através de um modelo numérico que usa o método semi-implícito de Taylor-Galerkin de dois passos para discretizar as equações de Navier-Stokes e a formulação Lagrangeana-Euleriana Arbitrária (ALE) para seguir o movimento do cilindro. A descrição de movimento do corpo rígido é determinada através do método de Newmark. Primeiramente, são analisadas as características do processo de geração de vórtice para o cilindro fixo. Neste caso, são obtidos os resultados do número de Strouhal e dos coeficientes de arrasto e de sustentação para números de Reynolds variando de 90 a 140. Posteriormente é realizada a análise do cilindro com suporte flexível (com uma mola e um amortecedor) na direção transversal ao escoamento. São estudados o deslocamento do cilindro e as frequências de vibração, assim como o fenômeno de sincronização (lock-in) entre o desprendimento de vórtices e a frequência de vibração. Os resultados numéricos são comparados com os obtidos experimentalmente por outros autores.

Palavras-chave: *Método dos elementos finitos, cilindro oscilante, interação fluido-estrutura.*

1. INTRODUÇÃO

A vibração induzida por vórtices (VIV) é um fenômeno encontrado em vários campos da engenharia. Destacam-se os seguintes exemplos: ventos causadores de oscilações em pontes, edifícios esbeltos, chaminés e cabos de transmissão de energia; escoamentos a altas velocidades que podem induzir movimento orbital em tubos internos de um trocador de calor; e as correntes e ondas que podem causar vibrações em tubulações.

A esteira a jusante de um cilindro circular causada por um escoamento uniforme conduz à uma variedade de fenômenos complexos, causando instabilidades que aumentam perto da esteira. Este caso foi estudado por várias décadas e, hoje em dia, o comportamento do escoamento é conhecido (Fredsoe e Sumer, 1997). Para número de

Reynolds (Re) até 49, são observadas duas zonas de recirculação estacionárias ligadas à parede do cilindro. De 49 a 190, a esteira ainda é laminar e é composta por duas linhas periódicas escalonadas de vórtices alternados (desprendimento de vórtices de von Kármán). Para números de Reynolds mais altos (de 190 a 260), a esteira torna-se tridimensional e progressivamente turbulenta. Este regime é seguido pela transição da camada de cisalhamento (até 1200), onde essas camadas separam-se e tornam-se instáveis e, por último, a transição da camada limite (Re de ordem 10^5), que está associada a uma grande diminuição do coeficiente de arrasto (*drag crisis*) (Zdravkovich, 1997). Quando os desprendimentos de vórtices de von Kármán não são claramente visíveis, a frequência relacionada a periodicidade do escoamento pode ser definida, por exemplo, como uma das flutuações da componente de velocidade conhecida (Placzek et al., 2009).

Em muitas aplicações, o cilindro oscila e interage com o desprendimento de vórtices. Para oscilações forçadas em uma faixa de frequência e amplitude, o movimento do cilindro é capaz de controlar o mecanismo de instabilidade gerado pelo desprendimento de vórtices. Uma das características mais interessantes desta interação fluido-estrutura é a sincronização (*lock-in*) entre o desprendimento de vórtices e a frequência de vibração. Fenômenos semelhantes são observados para VIV (vibração induzida por vórtices), onde o escoamento faz com que a oscilação do cilindro esteja próximo a sua frequência natural, a qual depende da massa, da rigidez e do amortecimento do cilindro. Neste fenômeno, que ocorre em uma faixa de velocidade de escoamento, a amplitude de vibração atinge um valor máximo.

Este tipo de problema ainda é objeto de muitos estudos, principalmente para a validação de modelos numéricos de interação fluido-estrutura. Várias análises numéricas podem ser encontradas na literatura para uma ampla faixa de números de Reynolds, incluindo aquelas baseadas nas Equações de Navier-Stokes pela média de Reynolds (*Reynolds Averaged Navier-Stokes* - RANS) (Saghaian et al, 2003; Guilmineau e Queutey, 2004), que usam a metodologia da simulação de grandes escalas (*Large Eddy Simulations* - LES) (Breuer, 2000; Pasquetti, 2005; Al-Jamal e Dalton, 2004), que apresentam a simulação numérica direta (*Direct Numerical Simulations* - DNS) e os métodos que usam volumes finitos ou aproximações de elementos finitos para resolver as equações de Navier-Stokes (Anagnostopoulos e Bearman, 1992; Nobari e Naredan, 2006; Mittal e Kumar, 2001).

Este trabalho apresenta a simulação numérica de um cilindro rígido, apoiado em uma mola e um amortecedor na direção transversal ao escoamento, sujeito a escoamentos com números de Reynolds variando entre 90 e 140. A simulação é realizada utilizando o modelo numérico que usa um método semi-implícito de dois passos de Taylor-Galerkin para discretizar as equações de Navier-Stokes e a formulação Lagrangeana-Euleriana Arbitrária (ALE) para seguir o movimento do cilindro. A descrição de movimento do corpo rígido é definida usando o método de Newmark. Nesta análise é estudado o processo de geração de vórtices, além das forças de sustentação e de arrasto. Os deslocamentos do cilindro e as frequências de vibração também são analisados, destacando-se a sincronização (*lock-in*) entre o desprendimento de vórtices e a vibração do cilindro.

2. MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico é baseado em um esquema particionado, no qual o escoamento do fluido e a estrutura são solucionados de forma acoplada. Basicamente, a interação fluido-estrutura adotada no código consiste nos seguintes passos: (a) atualizar as variáveis do escoamento do instante t para $t + \Delta t$, (b) aplicar pressão e tensão viscosa como carga na estrutura; (c) atualizar as variáveis da estrutura do instante t para $t + \Delta t$; (d) impor o movimento do corpo para o escoamento em termos de atualização do vetor de velocidade e da posição de contorno.

A atualização das variáveis do escoamento consiste das seguintes etapas (Teixeira, 2001; Teixeira e Awruch, 2005):

a) Calcular a velocidade não corrigida em $t + \Delta t/2$, onde o termo de pressão está no instante t , de acordo com a Eq. (1).

$$\tilde{U}_i^{n+1/2} - U_i^n - \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\partial f_{ij}^n}{\partial x_j} - \frac{\partial \tau_{ij}^n}{\partial x_j} + \frac{\partial p^n}{\partial x_i} - \rho g_i - w_j^n \frac{\partial U_i^n}{\partial x_i} \right) \quad (1)$$

onde ρ é a massa específica, p é a pressão, g_i são as componentes da aceleração da gravidade, v_i são as componentes de velocidade do fluido, w_i são as componentes de velocidade de referência do sistema e τ_{ij} é o tensor de tensões viscosas, $U_i = \rho v_i$, $f_{ij} = v_j (\rho v_i) = v_j U_i$ ($i, j = 1, 2$).

b) Atualizar a pressão p em $t + \Delta t$, dada pela equação de Poisson:

$$\frac{1}{c^2} \Delta p = -\Delta t \left[\frac{\partial \tilde{U}_i^{n+1/2}}{\partial x_i} - \frac{\Delta t}{4} \frac{\partial}{\partial x_i} \frac{\partial \Delta p}{\partial x_i} \right] \quad (2)$$

onde $\Delta p = p^{n+1} - p^n$ e $i = 1, 2$.

c) Corrigir a velocidade em $t+\Delta t/2$, adicionando o termo da variação de pressão de t para $t+\Delta t/2$, de acordo com a equação:

$$U_i^{n+1/2} = \tilde{U}_i^{n+1/2} - \frac{\Delta t}{4} \frac{\partial \Delta p}{\partial x_i} \quad (3)$$

d) Calcular a velocidade em $t+\Delta t$ usando as variáveis atualizadas nas etapas anteriores, como segue:

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \Delta t \left(\frac{\partial f_{ij}^{n+1/2}}{\partial x_j} - \frac{\partial \tau_{ij}^{n+1/2}}{\partial x_j} + \frac{\partial p^{n+1/2}}{\partial x_i} - w_j^{n+1/2} \frac{\partial U_i^{n+1/2}}{\partial x_i} - \rho g_i \right) \quad (4)$$

O método clássico dos resíduos ponderados de Galerkin é aplicado para a discretização espacial das Eq. (1), (2), (3) e (4), utilizado um elemento triangular. Para as variáveis nos instantes $t + \Delta t/2$ é usada uma função de forma constante, enquanto que para as variáveis em t e $t + \Delta t$ é usada uma função de forma linear (Teixeira e Awruch, 2001). As componentes de velocidade verticais da malha (w_z) são calculadas para cada nó a cada instante de tempo para diminuir as distorções dos elementos, mantendo as velocidades prescritas nas superfícies de contorno móveis e estacionárias. O algoritmo de movimento da malha adotado neste trabalho utiliza um procedimento de suavização para as velocidades com base nestas linhas de fronteira. A atualização da velocidade da malha em um nó i do domínio é baseada na velocidade da malha dos nós j que pertencem às linhas de contorno.

A modelagem dos movimentos de um corpo rígido implica no cálculo dos deslocamentos e rotações de uma massa hipotética concentrada em seu centro de gravidade. Neste estudo de caso, o movimento ocorre só na direção transversal (um grau de liberdade - GDL) e, conseqüentemente, as variáveis a serem determinadas em cada passo de tempo são o deslocamento, a velocidade e aceleração nesta direção. Portanto, para atualizar as variáveis da estrutura, o movimento rígido do cilindro é calculado a cada instante, após as variáveis do escoamento (pressão e tensão viscosa) ser conhecidas. Para este estudo de caso, é considerada a equação dinâmica de um GDL para a direção transversal, como se segue:

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + ky = F \quad (5)$$

onde, \dot{y} , \ddot{y} e y são a velocidade, a aceleração e o deslocamento transversais, respectivamente; m é a massa; c é o coeficiente de amortecimento; k é a rigidez e F é a força dinâmica. Neste código, a Eq. (5) é discretizada no tempo, usando o método implícito de Newmark (Bathe, 1996).

3. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

O estudo de caso consiste de um cilindro ($D = 1.6 \times 10^{-3}$ m e $m = 0.2979$ kg) sujeito a um escoamento uniforme da água (massa específica, ρ , e viscosidade, μ , iguais a 1000.0 kg/m^3 e 1×10^{-3} kg/(ms), respectivamente). O cilindro é montado sobre uma mola e um amortecedor na direção transversal e fixado na direção do escoamento. A rigidez da mola, k , é igual a 579 N/m , e o coeficiente de amortecimento, c , é igual a 3.25×10^{-2} kg/s, resultando em uma frequência natural do sistema igual a $f_n = 7.016 \text{ Hz}$.

Primeiramente, foi analisada a influência do tamanho do domínio computacional para um número de Reynolds igual a 135, uma vez que os resultados tem forte dependência com a distância do cilindro em relação aos contornos do domínio, como já foi constatado por outros autores (Didier, 2008; Baranyi e Lewis, 2006). Após essa análise de convergência, adotou-se um domínio retangular com 0.320 m de largura e 0.384 m de comprimento, como mostrado na Fig. 1. O centro do cilindro está localizado no centro do domínio na direção transversal em relação ao escoamento e a 0.160 m a partir do seu lado esquerdo na direção longitudinal. Após, foi realizada uma análise de independência de malha, chegando-se a conclusão de que o número de divisões do contorno do cilindro que proporciona a melhor relação entre o tempo computacional e a precisão é de 200. Os tamanhos dos elementos aumentam gradualmente para os limites do domínio. A malha não estruturada tem 298143 nós e 595526 elementos triangulares.

Como condições de contorno, é imposta velocidade constante no lado esquerdo; nas paredes superior e inferior, é imposta uma condição de não deslizamento; no contorno do lado direito é imposta a pressão nula. O passo de tempo usado para as simulações é de $5.0 \times 10^{-5} \text{ s}$.

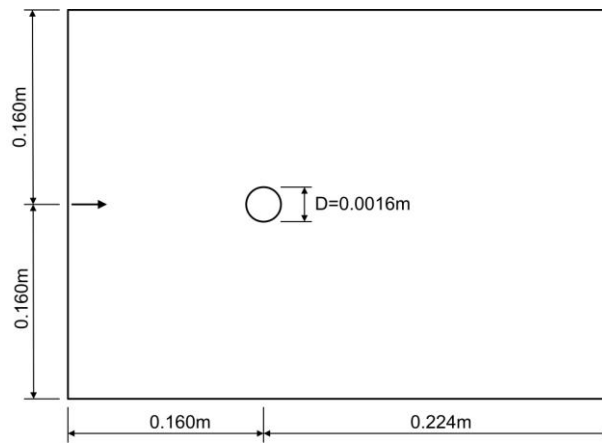


Figura 1. Domínio numérico.

Primeiramente, é analisado o comportamento do escoamento considerando o cilindro fixo. Especificamente, são apresentadas neste trabalho as características de escoamento em $Re = 105$ (velocidade do escoamento $U = 6.5625 \times 10^{-2}$ m/s). A Figura 4 mostra os vetores de velocidade em nove instantes, ao longo um período de formação de vórtice. A formação dos vórtices é claramente observada, mostrando duas regiões diferentes à jusante do cilindro, onde ocorre a separação do escoamento. Nota-se que, enquanto que o vórtice superior gira num sentido, o vórtice oposto gira em sentido oposto.

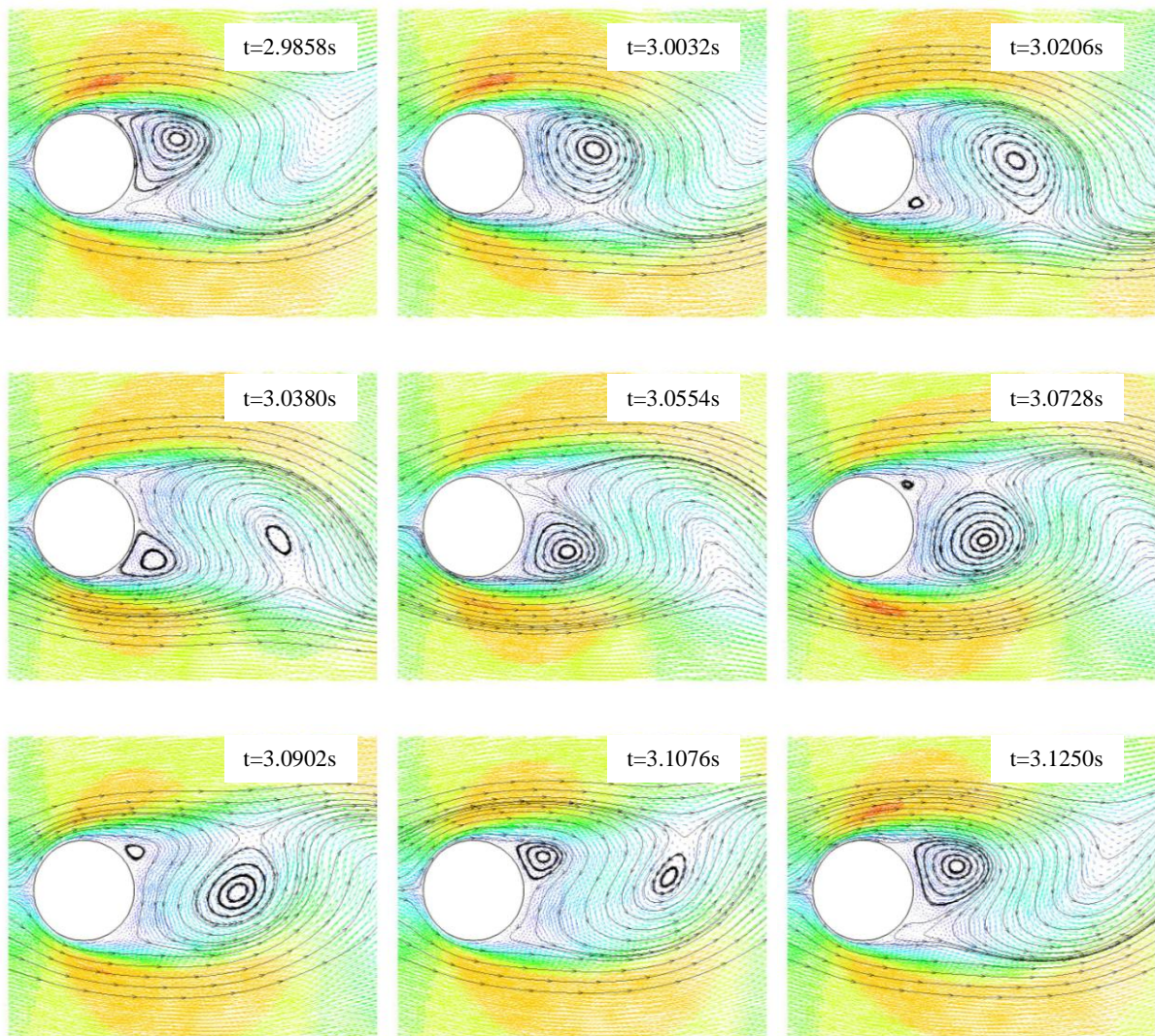
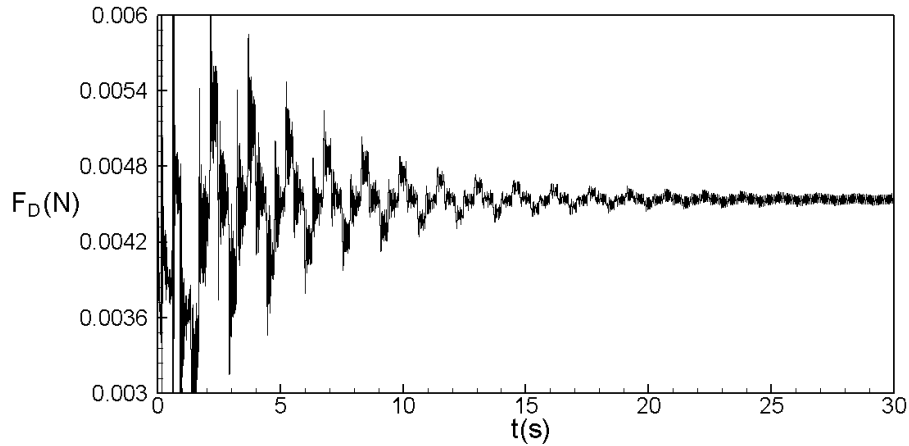
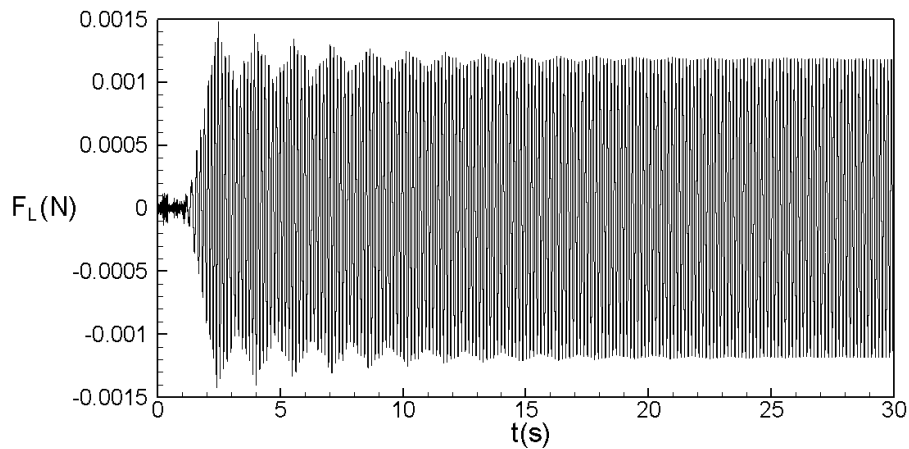


Figura 2. Vetores de velocidade em nove instantes ao longo de um período de formação de vórtices.

As forças de arrasto e de sustentação, obtidas pela simulação numérica, sobre o cilindro para $Re = 105$ são mostradas na Fig. 3. Observa-se que, após variações iniciais de grande magnitude, a força de arrasto (F_D) apresenta uma pequena variação em torno do valor médio de 4.5×10^{-3} N. A força de sustentação (F_L) mostra um comportamento periódico que estabiliza com amplitude igual a 1.2×10^{-3} N e frequência igual a $f = 6.828$ Hz, devido ao desprendimento de vórtices.



(a)



(b)

Figura 3. Forças de arrasto (a) e sustentação (b) para cilindro fixo com $Re = 105$.

A Figura 4 mostra uma comparação entre os números de Strouhal ($St = f D/U$) obtidos por resultados numéricos (onde f é igual à frequência de desprendimento de vórtices) e pelos resultados de Williamson (Williamson, 1989), baseados em dados experimentais para Re de 90 a 140. Os números de Strouhal obtidos numericamente tem boa concordância com os experimentais, pois a diferença média é de apenas 0.03%. A média do coeficiente de arrasto (C_D) e a média quadrática (*Root Mean Square* - RMS) do coeficiente de sustentação (C_L) para a mesma faixa de Re são mostrados nas Fig. 5 e 6, respectivamente. Estes valores são comparados com aqueles obtidos por Poldziech e Grundmann (2007) e Baranyi e Lewis (2006), respectivamente. Os primeiros autores usam um método de elemento espectral enquanto que os outros usam o método denominado de *Grid based*. A média das diferenças entre os resultados obtidos por este estudo e por esses autores são de 0.8% e 0.2% em relação a C_D e C_L , respectivamente. É importante mencionar que a boa precisão dos valores obtidos para St e C_L mostra a capacidade do modelo em reproduzir adequadamente as forças impostas sobre a estrutura no processo de interação fluido-estrutura.

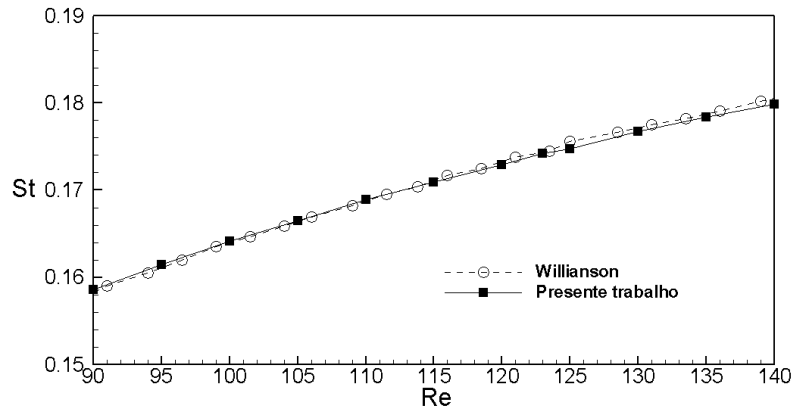


Figura 4. Relação entre o número de Strouhal e número de Reynolds.

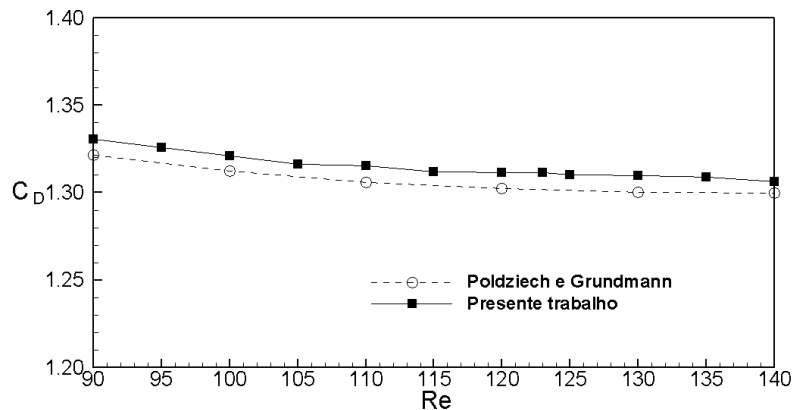


Figura 5. Relação entre o coeficiente de arrasto médio (C_D) e número de Reynolds.

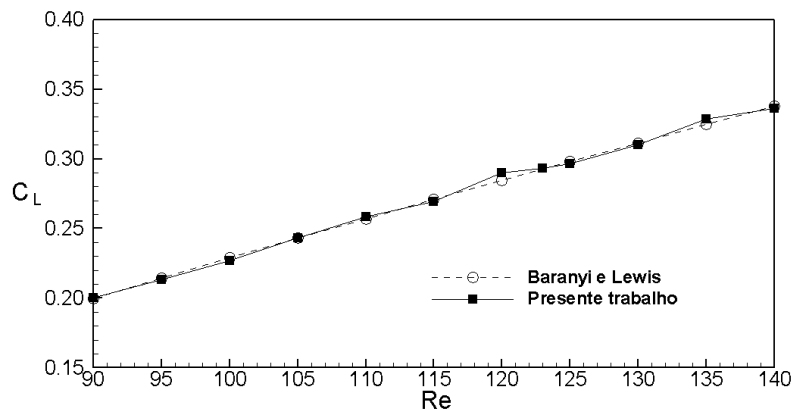


Figura 6. Relação entre coeficiente de sustentação RMS (C_L) e número de Reynolds.

Após a análise considerando o cilindro fixo, é estudada a interação entre o cilindro apoiado sobre uma fixação elástica na direção transversal e os escoamentos a vários números de Reynolds (de 90 a 140). A Figura 7 mostra a relação entre a amplitude (Y) da oscilação do cilindro e o seu diâmetro (D) em função do número de Reynolds (90 a 140). A Figura 8 mostra a relação entre a frequência de vibração e a frequência natural (f/f_n) em função do número de Reynolds. Os resultados numéricos mostram que o fenômeno de sincronização (*lock-in*) foi captado para números de Reynolds entre 102 e 113. Isto é observado devido ao aumento da amplitude e a igualdade entre as frequências de vibração e a frequência natural do sistema. Fora da região de sincronização, as amplitudes são muito pequenas e as frequências de vibração se afastam mais da frequência natural. As diferenças encontradas entre as amplitudes experimentais (Anagnostopoulos e Bearman, 1992) e as numéricas no intervalo de número de Reynolds da região de

sincronização, também foram observados por Dettmer e Peric (2006). Estes autores usaram um modelo que emprega a técnica dos elementos finitos com acoplamento pressão-velocidade estabilizado e de baixa ordem, uma formulação lagrangeana-euleriana e o método de discretização implícito α -generalizado para o movimento de corpo rígido. De acordo com os autores, essas diferenças podem ser explicadas comparando o domínio e as condições de contorno considerados na simulação numérica, com a situação real da experiência, desenvolvida por Anagnostopoulos e Berman (1992). Enquanto na modelagem computacional considera-se um domínio bidimensional, o experimento é realizado em um canal de 0.70m de profundidade e o cilindro circular é composto de uma barra submersa até 0.12m de profundidade. A falta de uma placa horizontal na extremidade do cilindro submerso e a influência da superfície livre contribui para o desenvolvimento de um escoamento tridimensional, ao contrário do que é suposto numericamente.

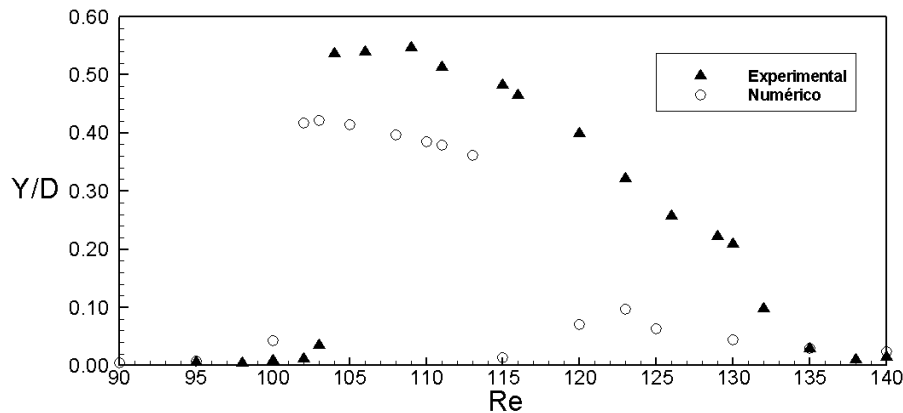


Figura 7. Relação entre amplitude (Y/D) e número de Reynolds.

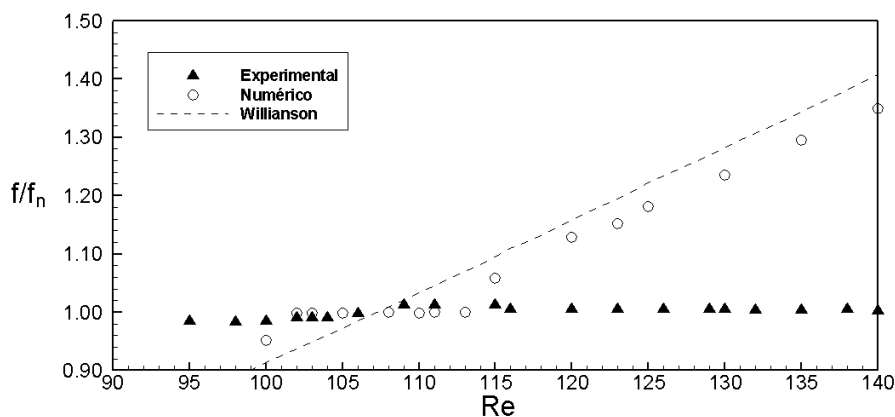


Figura 8. Relação entre frequência de vibração (f/f_n) o número de Reynolds.

4. CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram apresentadas análises numéricas de fenômenos que ocorrem na interação entre escoamentos a baixos números de Reynolds e cilindros apoiados sob base elástica. O modelo numérico usa o método implícito de Taylor-Galerkin de dois passos adotando um elemento triangular e uma formulação ALE. Após análises da influência do tamanho do domínio e do elemento, foi definida a malha de elementos finitos. Para o cilindro fixo, foi analisado o comportamento de formação de vórtice, observando-se que, enquanto um vórtice gira num sentido, o outro vórtice gira sentido oposto. Os números de Strouhal, os coeficientes de arrasto médio e de sustentação RMS para números de Reynolds variando de 90 a 140 foram comparados com os obtidos por outros autores, encontrando-se valores muito semelhantes. O fenômeno de sincronização foi observado para Reynolds de 102 a 113, caracterizado pelo aumento significativo da amplitude de vibração, justificado pela aproximação da frequência de vibração com a frequência natural do sistema. As amplitudes e as frequências de vibração foram comparadas com os resultados experimentais e algumas diferenças podem ser justificadas pela presença de efeitos tridimensionais existentes nos experimentos e que não são considerados na simulação numérica.

5. AGRADECIMENTOS

O primeiro autor agradece a bolsa de pós-graduação da CAPES. O segundo autor agradece o suporte do Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq através do projeto 303308/2009-5.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Jamal, H., and Dalton, C. Vortex induced vibrations using large eddy simulation at a moderate Reynolds number. *Journal of Fluids and Structures*, 19(1): 73-92, 2004.
- Anagnostopoulos, P., and Bearman P.W. Response characteristics of a vortex-excited cylinder at low Reynolds numbers. *Journal of Fluids and Structures*, 14(6): 39-50, 1992.
- Baranyi, L., Lewis R.I., Comparison of grid-based and vortex dynamics predictions of low Reynolds number cylinder flows, *Aeronaut. J.*, 110, 63-71, 2006.
- Bathe, K.J. *Finite element procedures*. Prentice-Hall, 1996.
- Breuer M.. A challenging test case for large eddy simulation: high Reynolds number circular cylinder flow. *International Journal of Heat Fluid Flow*, 21(5): 648-654, 2000.
- Dettmer, W., and Peric, D. A computational framework for fluid-rigid body interaction: Finite element formulation and applications. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195: 1633-1666, 2006.
- Didier, E. Convergência assintótica das quantidades fundamentais na modelação numérica do escoamento em torno de um cilindro circular, II Conferência Nacional de Métodos Numéricos em Mecânica de Fluidos e Termodinâmica. Lisboa (2008), Universidade de Aveiro.
- Fredsøe, Jorge; Sumer, B. Mutlu. *Hydrodynamics Around Cylindrical Structures*. Volume 12. Singapore: World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd. 1997. 530 p. ISBN 981-02-2898-8.
- Guilmineau, E., and Queutey, P. Numerical simulation of vortex-induced vibration of a circular cylinder with low mass-damping in a turbulent flow. *Journal of Fluids and Structures*, 19: 449-466, 2004.
- Mittal, S., and Kumar, V. Flow-induced vibrations of a light circular cylinder at Reynolds numbers, *J Sound Vibr.*, 5(245): 923-46, 2001.
- Nobari, M.R.H., and Naredan H. A numerical study of flow past a cylinder with cross flow and inline oscillation. *Computers of Fluids*, 35(4):393-415, 2006.
- Pasquetti R. High-order methods for the numerical simulation of vertical and turbulent flows – high-order LES modeling of turbulent incompressible flow. *Comptes Rendus Mécanique*, 333(1): 39-49, 2005.
- Placzek, A., Sigrist J-F. β ., and Hamdouni, A. Numerical simulation of an oscillating cylinder in a cross-flow at low Reynolds number: Forced and free oscillations. *Computer & Fluids*, 38:80-100, 2008.
- Poldziejch, O., Grundmann, R., A systematic approach to the numerical calculation of fundamental quantities of the two-dimensional flow over circular cylinder, *Journal of Fluids and Structures* 23 (2007) 479-499.
- Saghafian M., Stansby, P.K., Saidi, M.S., and Apsley, D.D. Simulation of turbulent flows around a circular cylinder using nonlinear eddy-viscosity modeling: steady and oscillatory ambient flows. *Journal of Fluids and Structures*, 15(1): 1213-1236, 2003.
- Teixeira, P.R.F. Simulação numérica da interação de escoamentos tridimensionais de fluidos compressíveis e incompressíveis e estruturas deformáveis usando o método de elementos finitos, Porto Alegre, Doctoral Thesis, PPGEC-UFRGS, 2001.
- Teixeira, P.R.F., and Awruch, A.M. Numerical simulation of fluid-structure interaction using the finite element method. *Computers & Fluids*, 34: 249-273, 2005.
- Teixeira, P.R.F., and Awruch, A.M. Three-dimensional simulation of high compressible flows using a multi-time-step integration technique with subcycles. *Applied Mathematical Modelling*, 25: 613-627, 2001.
- Williamson, C. H. K., Oblique and parallel models of vortex shedding in the wake of a circular cylinder at low Reynolds numbers, *Journal of Fluid Mechanics*, 206, 579-627, 1989.
- Zdravkovich, M. M. *Flow around circular cylinders*. Volume 1. New York: Oxford university press. 1997. 672 p. ISBN 978-0-19-856396-9.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste artigo.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Caracterização da Agitação Marítima com Base no Modelo SWAN Aplicado ao Litoral Setentrional do Rio Grande do Norte, Área de Exploração Petrolífera na Bacia Potiguar

João Ângelo^{1,2}, Ada C. Scudelari³, Conceição J. Fortes¹, Maria de Fátima Matos³, António Pires Silva²,
Venerando E. Amaro³

¹Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil, 101, 1750-044 Lisboa, Portugal
E-mail: jfortes@lneec.pt

²Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal
E-mail: jpangelo@hotmail.com, aps@ist.utl.pt

³Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Campus Universitário s/nº, Lagoa Nova, C.P. 1596, CEP 59078-970, Natal, RN, Brasil
E-mail: ada@ct.ufrn.br, fatimaalves@geologia.ufrn.br, amaro@geologia.ufrn.br

RESUMO

No presente trabalho, avalia-se o desempenho do modelo espectral SWAN na caracterização da agitação marítima no litoral setentrional do Rio Grande do Norte, entre os municípios de Macau e Guamaré, durante os períodos em que se efectuaram três campanhas de medição de ondas e correntes nessa zona: 11 a 12 e 20 a 27 de Dezembro/2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011.

Assim, partindo dos resultados do modelo de previsão da agitação marítima de larga escala, WAVEWATCH III, dos dados de vento recolhidos na estação meteorológica de Macau e dos dados de maré da estação maregráfica de Macau para as datas referidas, foram efetuados cálculos com o modelo SWAN em regime estacionário e compararam-se as simulações com as medições in situ. Os resultados obtidos permitem aferir o desempenho do modelo numérico avaliando as suas potencialidades e limitações, e contribuem para ampliar o conhecimento da hidrodinâmica desta região costeira no Nordeste do Brasil.

Palavras-chave: Ondas de vento, Medições in situ, Modelação numérica, Nordeste do Brasil, SWAN.

1. INTRODUÇÃO

A região entre os municípios de Macau e Guamaré, no litoral setentrional do Estado do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil (Figura 1) concentra importantes atividades de exploração de petróleo e gás natural, indústria de sal, carcinicultura e pesca, além de outras iniciativas de menor escala. A indústria petrolífera, em particular, concentra-se em áreas onshore, em águas rasas (entre as cotas de 6 e 30 metros de profundidade) e possui o único campo de exploração no país com bases instaladas na zona de estirâncio de sistemas de ilhas barreiras atuais, sob o frequente impacto de ondas, correntes e marés. Esta região apresenta-se, portanto, como uma área de intensa instabilidade morfodinâmica, pronunciada pelos processos de erosão e acreção da linha de costa, resultantes das ações constantes das ondas, das variações do nível do mar, das condições climáticas, das atividades neotectônicas presentes na Bacia Potiguar e do baixo suprimento de sedimentos carregados pelos rios ao oceano, que controlam o desenvolvimento de feições predominantemente erosivas na faixa litorânea (Souto et al. 2006; Nascimento, 2009).

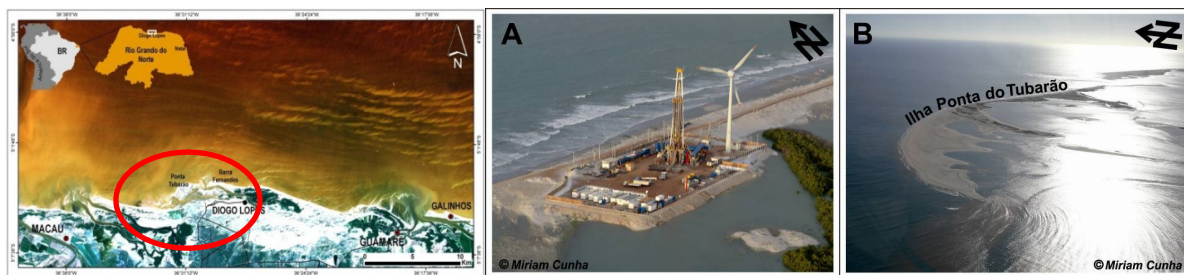


Figura 1 – Localização da área de estudo no litoral setentrional do Estado do Rio Grande do Norte, Nordeste do Brasil, entre os municípios de Macau a Guararé; em (A) as bases de exploração petrolífera instaladas na zona de estirâncio de um sistema de ilhas barreiras, como a Ilha da Ponta do Tubarão em (B). Fotos: Miriam Cunha, acervo GEOPRO/DG/UFRN.

Atualmente, a região vem sendo alvo de vários estudos interdisciplinares que procuram contribuir para o entendimento dos processos costeiros locais, processos que são o resultado da acção conjunta de ondas, marés, correntes, agentes meteorológicos e climáticos. Em particular, tem sido dada especial atenção ao conhecimento da agitação marítima local uma vez que as ondas são o principal agente que determina, ao longo do tempo, a modelação dos fundos e o transporte de sedimentos. A monitorização in situ é, sem dúvida, uma técnica essencial para a caracterização dos parâmetros de ondas numa dada região costeira, pois os dados obtidos são o resultado dos vários fenómenos que afetam a propagação de ondas que atingem a referida zona costeira, dos quais se salientam os associados à variação da profundidade, à transmissão de energia ao longo da crista da onda, à ocorrência de rebentação, à dissipação de energia por atrito de fundo, à sua reflexão total ou parcial e à existência de obstáculos. Nesse sentido, foi implementado um programa de monitoramento ambiental da região em estudo, pela equipe de trabalho do Laboratório de Geoprocessamento do Departamento de Geologia, da Universidade Federal do Rio Norte. Neste programa, incluíram-se várias campanhas com vista à medição de ondas e correntes, desde Novembro/2009, para a caracterização da agitação marítima local. No entanto, estas campanhas são pontuais e de limitada duração, pelo que tem de ser complementadas com estudos de modelação numérica para caracterizar e avaliar no longo prazo os efeitos da agitação na zona costeira em consideração.

Nesse sentido, um dos modelos mais utilizados para este fim é o SWAN (*Simulating Waves Nearshore*), (Booji et al., 1999, SWAN Team, 2008), que é um modelo de domínio público em constante desenvolvimento pela *Delft University of Technology* da Holanda, que fornece as estatísticas características das ondas através da evolução do espectro direccional junto à costa. Mas, como qualquer modelo numérico, são baseados em aproximações e hipóteses, apresentando, por isso, limitações na descrição precisa das ondas na zona em estudo. Além disso, este tipo de modelos envolve uma série de parâmetros livres que têm de ser calibrados para cada caso de estudo, recorrendo, por exemplo, a dados adquiridos in situ.

Em Matos et al. (2011, 2012) efetuaram-se as primeiras aplicações em modo estacionário do modelo SWAN na zona entre Macau e Guararé, em especial na região do estuário de Diogo Lopes, sem considerar a variação da maré e nem efetuar qualquer ajustamento dos parâmetros do modelo (i.e., considerando os valores sugeridos no manual). Os resultados foram comparados com os dados medidos em duas campanhas realizadas entre 20 a 27 de Dezembro/2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011 e mostraram que o modelo conseguiu reproduzir o andamento geral e a ordem de grandeza das alturas significativas e períodos de onda ao longo desses períodos. Para estas grandezas, os valores numéricos se mostraram mais alisados e na maioria dos casos inferiores aos medidos. Em relação à direcção de onda, o modelo apresentou maiores dificuldades na simulação dos valores medidos.

Em Ângelo et al. (2012) analisou-se comparativamente a aplicação do modelo numa semana em Dezembro/2010, em regimes estacionário e não estacionário, a influência do valor do coeficiente de atrito por dissipação no fundo da expressão semi-empírica de JONSWAP (Hasselmann et al., 1973) e da formulação da dissipação por *whitcapping* (Komen et al., 1984 e van der Westhuysen et al., 2007). As aplicações foram realizadas considerando a variação do nível de maré. Os resultados mostraram que, em modo estacionário, a adopção da formulação de van der Westhuysen et al. (2007) e o coeficiente de atrito de fundo igual a $0.015 \text{ m}^2 \text{ s}^{-3}$ foram as condições que proporcionaram uma maior aproximação das simulações numéricas às medições.

No presente trabalho, o modelo SWAN é aplicado para as referidas condições, em regime estacionário e para as datas das campanhas realizadas em 11 a 12 e 20 a 27 de Dezembro/2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011. Assim, nas próximas secções descrevem-se sucintamente as medições in situ efectuadas, as condições de aplicação do modelo SWAN para três períodos distintos, os resultados numéricos obtidos, as análises comparativas e a consequente avaliação do modelo na zona de estudo.

2. MEDIÇÕES

2.1 Dados das Campanhas

Os dados referentes aos parâmetros de ondas foram obtidos por meio de perfiladores acústicos ADV, fundeados nos locais a duas profundidades de 5 m (PT1) e 9 m (PT2), Figura 2. As características das campanhas são as descritas na Tabela 1. Por razões técnicas relativas ao ADV no ponto mais junto à costa (PT1), apenas se

possuem medições simultâneas nos dois pontos nos dias 11 e 12. Já na semana de 20 a 27, apenas há registos do ponto mais ao largo (PT2) e na semana de 15 a 22 de Fevereiro/2011 apenas há registos do ponto mais junto à costa (PT1).

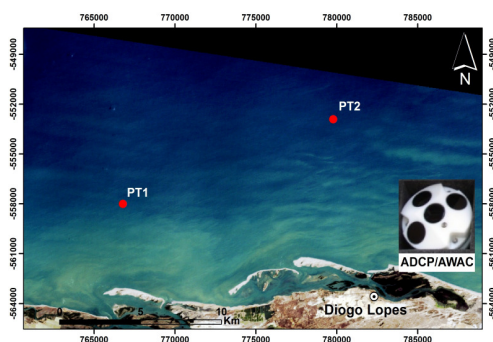


Figura 2 – Localização dos pontos de medição.

Tabela 1 – Descrição das campanhas de aquisição dos dados.

Campanha	Início	Fim	Localização
1	11/12/2010	12/12/2010	PT1 (766768 E, 9441999 N), Prof. 5 m PT2 (769765 E, 9447091 N), Prof. 9 m
2	20/12/2010	27/12/2010	PT2 (769765 E, 9447091 N), Prof. 9 m
3	15/02/2011	22/02/2011	PT1 (766768 E, 9441999 N), Prof. 5 m

2.2 Ventos

No período correspondente às medições, a velocidade e direção dos ventos observados na estação Meteorológica de Macau, localizada na área do Município de Macau (Lat. 5°16.00'S/Long. 35°48.75'W), são as apresentadas nas Figura 3, 4 e Figura 5.

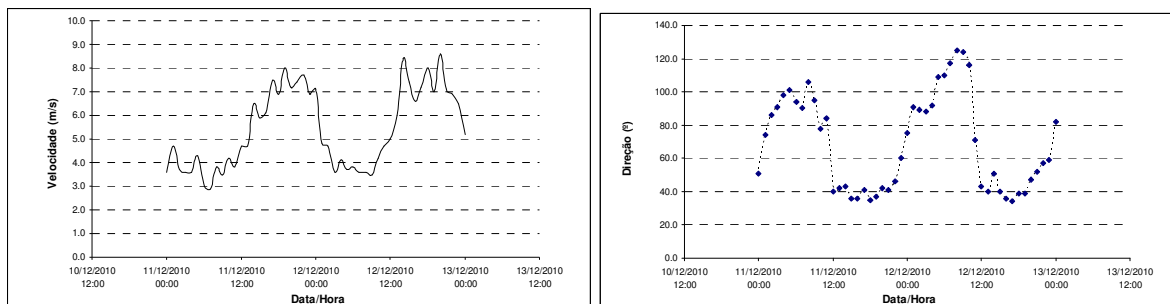


Figura 3 – Características dos ventos (vel (m/s), Dir (°)) para 11 a 12 de Dezembro/2010.

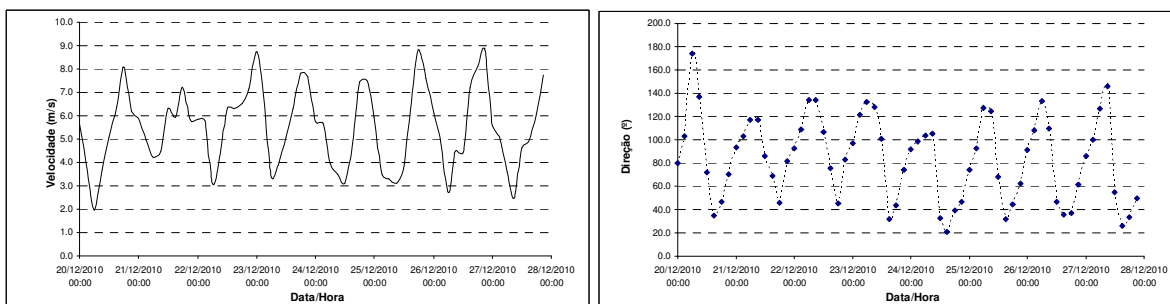


Figura 4 – Características dos ventos (vel (m/s), Dir (°)) para 20 a 27 de Dezembro/2010.

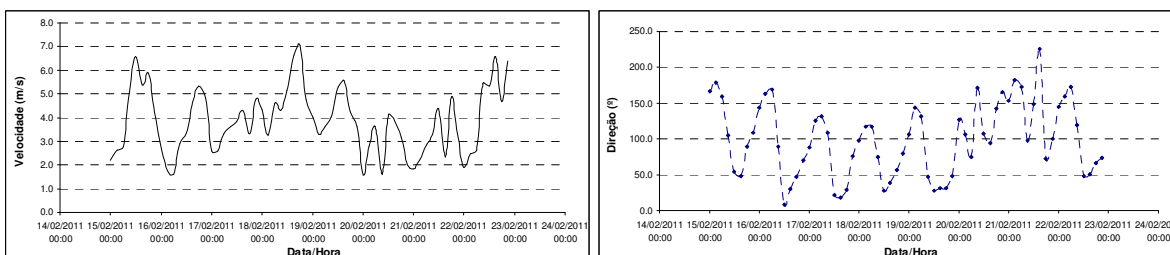


Figura 5 – Características dos ventos (vel (m/s), Dir (°)) para 15 a 22 de Fevereiro/2011.

2.3 Marés

Na Figura 6 apresentam-se os valores do nível da maré, obtidos para os períodos de 11 a 12 e 20 a 27 de Dezembro/2010 e de 15 a 22 de Fevereiro/2011 na estação marégrafica de Macau (Lat. 05°06.0'S / Long. 036°40.4'W). A maré local é semi-diurna, onde o nível médio (Z0) estabelecido é 139 cm acima do RN (Nível de Redução) com médias de praia-mares de sizígia (MHWS) de 234 cm acima do RN, média de preia-mares de quadratura de (MHWN) de 221 cm, média de baixa-mares de sizígia (MLWS) de 43 cm abaixo do RN e média das baixa-mares de quadratura (MLWN) de 56 cm.

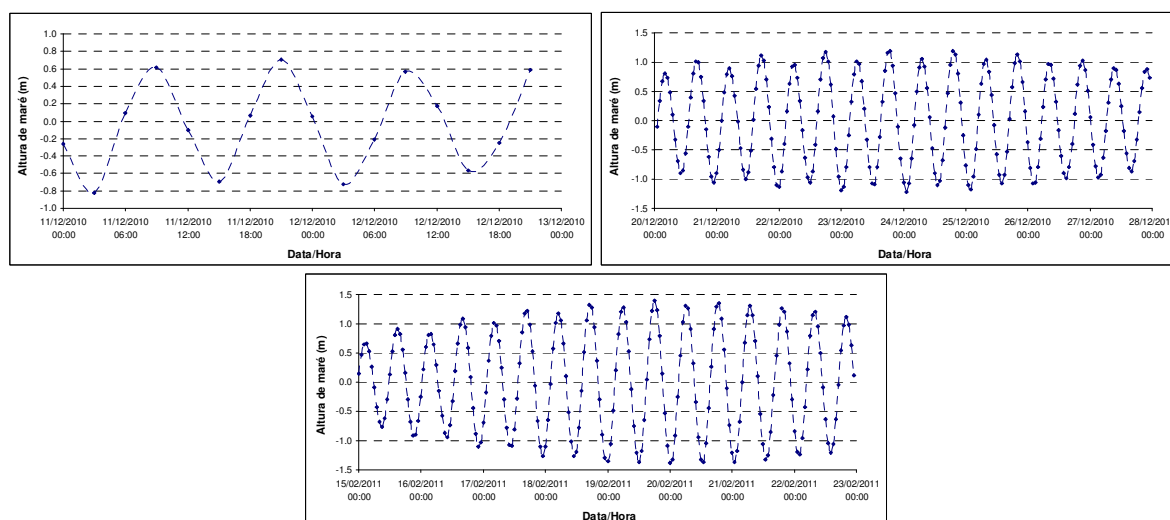


Figura 6 – Características da variação da maré de 11 a 12 e 20 a 27 de Dezembro/2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011.

3. APLICAÇÃO DO MODELO SWAN

O procedimento seguido foi:

- Utilização como condições ao largo, os resultados das simulações do modelo de previsão da agitação marítima WAVEWATCH III, WWIII (Tolman, 1999);
- Utilização dos dados dos ventos e dos dados de marés para os três períodos distintos, de 11 a 12 e 20 a 27 de Dezembro/ 2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011;
- Cálculo das características das ondas (HS, TM01 e DIRmed) em PT1 e PT2, utilizando o modelo SWAN para os períodos referidos;
- Comparação dos valores numéricos das alturas de onda significativas, períodos médios e direções médias com as medições efetuadas nos pontos PT1 e PT2.
-

O modelo SWAN propaga a agitação marítima desde o largo até próximo da costa considerando os processos físicos de refração e empolamento devido a variações do fundo e presença de correntes, crescimento de onda por ação dos ventos, rebentação por influência do fundo e por excesso de declividade (*whitecapping*), dissipação de energia devido ao atrito de fundo, bloqueio e reflexão por correntes opostas e transmissão através de obstáculos.

O campo de ondas na zona é caracterizado pelo espectro bidimensional de densidade espectral da ação de onda. A propagação da agitação, nos modos estacionário ou não estacionário, nos espaços geográfico e espectral, é realizada utilizando esquemas numéricos implícitos. Os dados necessários para a execução do SWAN são a malha batimétrica e as condições de agitação na fronteira de entrada do domínio, para além de um conjunto de outros parâmetros de cálculo. De entre os vários resultados obtidos pelo SWAN destacam-se a altura significativa, os períodos de pico e média, as direções de pico e média, a dispersão direcional, o parâmetro de largura de banda e nível de água em qualquer parte do domínio computacional. Para a preparação dos dados, execução e visualização dos resultados do modelo SWAN também se utiliza a ferramenta SOPRO (Pinheiro et al. 2007).

3.1 Batimetria, Condições Fronteira ao Largo, Ventos e Marés

A batimetria foi obtida a partir das informações da carta náutica 720, fornecidas pela Directoria de Hidrografia e Navegação (DHN) da Marinha do Brasil. Nas zonas próximas à costa foram utilizados os levantamentos batimétricos realizados em 2005 pela Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN) e a PETROBRAS.

As condições de forçamento ao largo, na fronteira de mar, foram fornecidas pelo modelo de escala oceânica, de 3ª geração WAVEWATCH, WWIII (Tolman, 1999), que providenciou valores para HS (altura de onda significativa), Tp (período de pico) e Dir (direção média para a frequência de pico), com uma periodicidade de 3 horas, no ponto de coordenadas 3°S 36°W, o mais próximo a Norte da malha exterior (Figura 7) e os valores ao largo fornecidos para as três datas de estudo são apresentados da Figura 8 à Figura 10.



Figura 7 – Localização da cidade de Diogo Lopes em (A) e do ponto de saída do WWIII em (B).

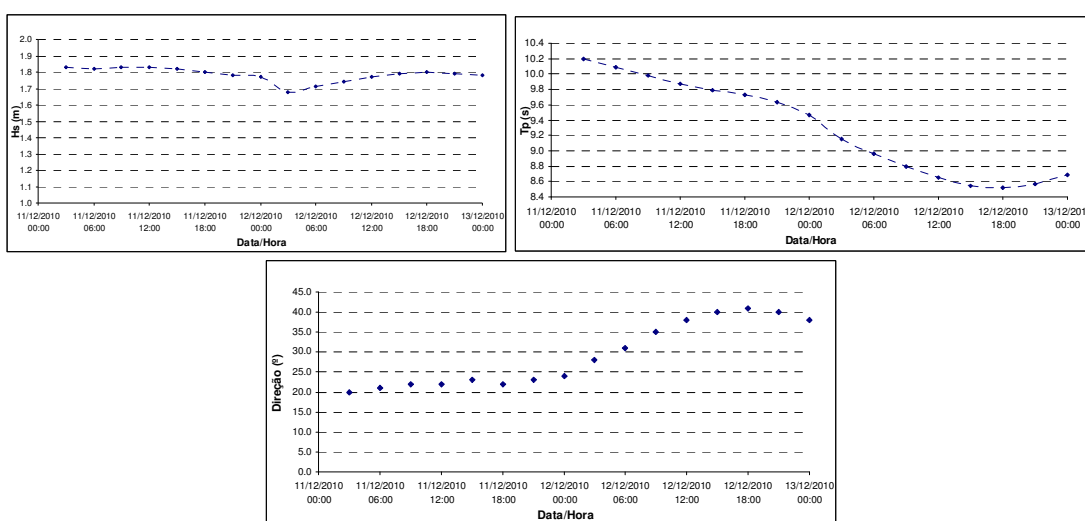


Figura 8 – Valores de Hs, Tp e DIR fornecidos pelo WWIII, de 11 a 12 de Dezembro/2010

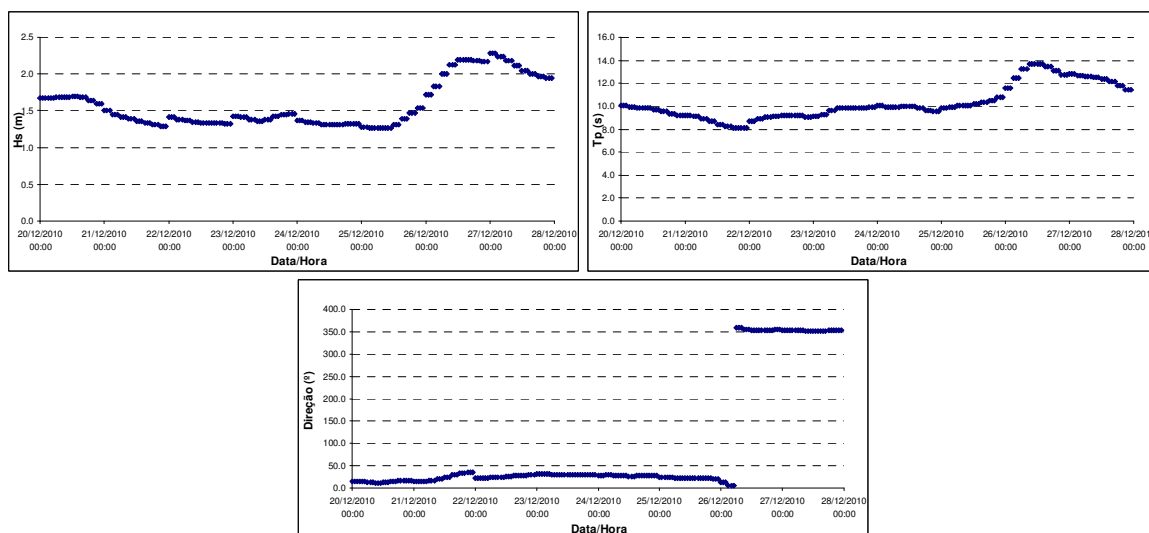


Figura 9 – Valores de Hs, Tp e DIR fornecidos pelo WWIII de 20 a 27 de Dezembro/2010.

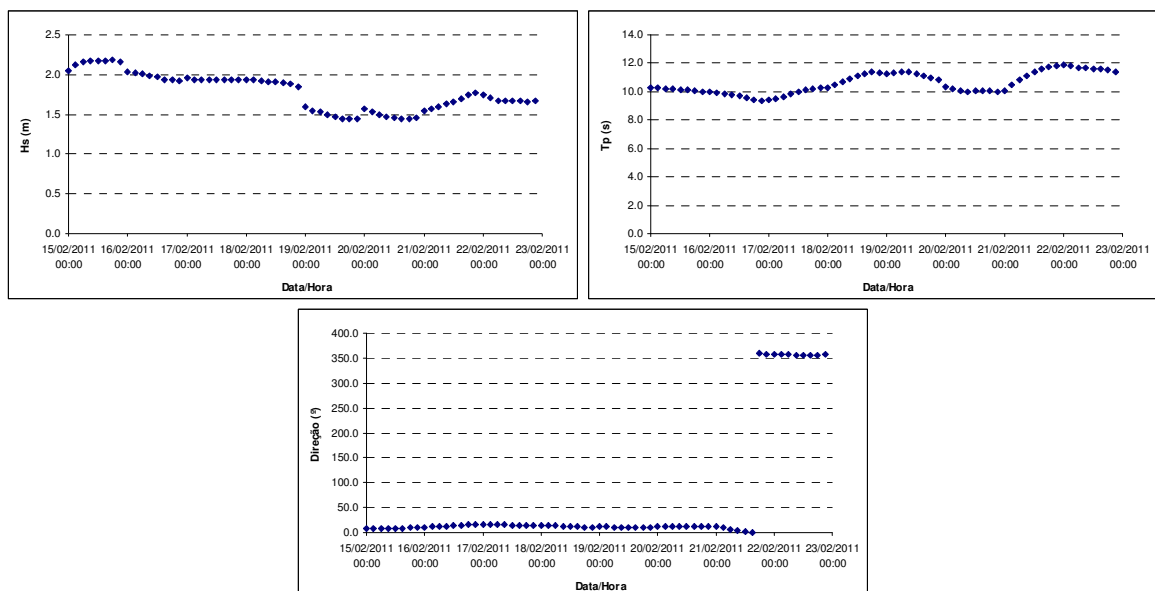


Figura 10 – Valores de Hs, Tp e DIR fornecidos pelo WWIII, de 15 a 22 de Fevereiro/2011

A partir destes valores integrais HS e Tp parametrizou-se um espectro JONSWAP com $\gamma = 3.3$ para representar a dependência em frequência. A distribuição em direção é dada por uma potência da função cosseno com expoente 10. Considerou-se o campo de ventos fornecido pela estação meteorológica de Macau, Brasil. Nas simulações do modelo SWAN, este campo de ventos é introduzido uniformemente em todo o domínio, ou seja, impõem-se valores do módulo da velocidade e direção constantes no espaço mas variáveis no tempo – neste caso, de hora a hora. Devido ao facto desta estação meteorológica ser sediada em terra, a velocidade dos ventos foi corrigida para ter em conta o contraste terra-mar. Para esse efeito, utilizou-se a correção sugerida por Resio e Vincent (1977). Foi feita ainda uma segunda correção aos ventos medidos, visto que o anemómetro da estação meteorológica de Macau se encontra a 4 m de altura e não ao nível de referência de 10 m, através da lei da potência (CEM, 2002). À profundidade a que se encontravam os aparelhos de medição (5 e 9 m) o nível de maré não deve ser desprezado, já que naquela zona tem uma amplitude que atinge os 1.5 m. Os dados provenientes da estação maregráfica de Macau, que inicialmente apenas continham os máximos e mínimos do nível de maré (preia e baixa-mar), foram interpolados de modo a conhecer-se o valor do nível de maré de hora a hora e introduzidos no modelo.

3.2 Domínio Computacional e Condições das Simulações no Modelo SWAN

Para os cálculos com o modelo SWAN, utilizaram-se três malhas encaixadas, representadas na Figura 11 e descritas na Tabela 2. As características da agitação ao largo, provenientes do modelo WWIII, constituem a condição de fronteira na malha global. Os resultados da malha global fornecem as condições de fronteira para a 2ª malha, e os resultados desta malha providenciam as condições de fronteira para a 3ª malha (interior).

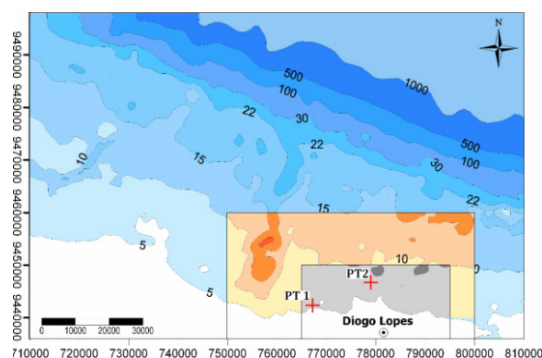


Figura 11 - Domínio computacional e as três condições de fronteiras das malhas utilizadas.

Tabela 2 – Características dos três domínios de malhas utilizadas.

Domínio	Exterior	Intermédia	Interior
Origem x,y	(710000, 9436000)	(750000, 9440000)	(765000, 9440000)
Dimensão (km)	100 x 62	50 x 20	30 x 10
Resolução x,y (m)	(1000, 1000)	(500, 250)	(100,50)

Utilizou-se a versão SWAN 40.72 em modo estacionário, não levando em consideração a interação com correntes. O espectro direccional foi discretizado em 23 intervalos de frequências de 0.04 a 1.0 Hz, com distribuição logarítmica. A discretização em direcção abrange 360°, dividida em 90 intervalos. Como termos fonte e sumidouro foram considerados a aquisição de energia devido à acção do vento, a rebentação induzida pelo fundo e a rebentação parcial (*whitecapping*), interacções não lineares de quatro e três ondas e a dissipação induzida por atrito no fundo. Usaram-se as formulações padrão constante de SWAN Team (2008), com excepção da rebentação parcial. De acordo com o trabalho de Ângelo et al. (2012), considerou-se a aproximação de van der Westhuysen et al. (2007) e para o coeficiente de atrito o valor de $c=0.067 \text{ m}^2\text{s}^{-3}$. Para as restantes condições as corridas foram realizadas com as formulações padrão do SWAN. Para uma utilização mais rápida e eficiente do modelo SWAN foi usado o programa de interface SOPRO (Pinheiro et al., 2007), que foi modificado de forma a permitir a introdução das diferentes formulações e valores de coeficientes de atrito nos ficheiros *input*.

4. ANÁLISE DE RESULTADOS

Para cada campanha de medição e para os pontos PT1 e PT2, apresentam-se da Figura 12 à Figura 15 os valores de HS e de T01.

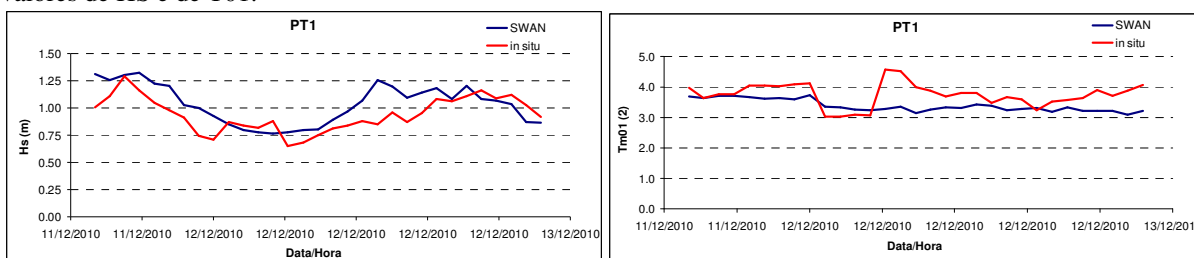


Figura 12 - Alturas significativas da onda e períodos médios no ponto PT1, 11 a 12 de Dezembro/2010.

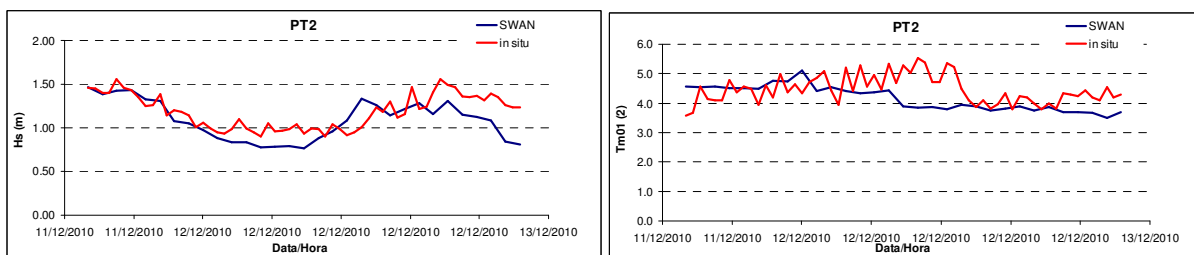


Figura 13 - Alturas significativas da onda e períodos médios no ponto PT2, 11 a 12 de Dezembro/2010.

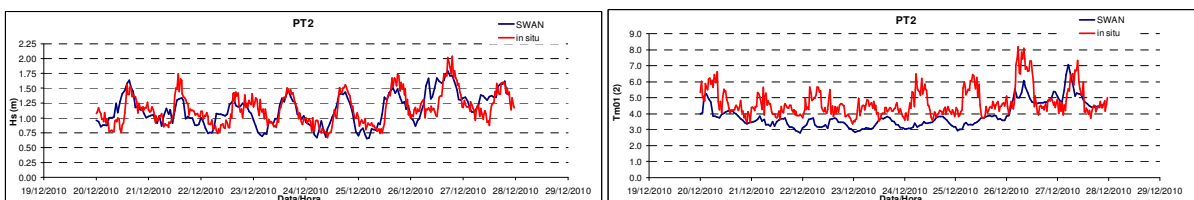


Figura 14 - Alturas significativas da onda e períodos médios no ponto PT2, 20 a 27 de Dezembro/2010.

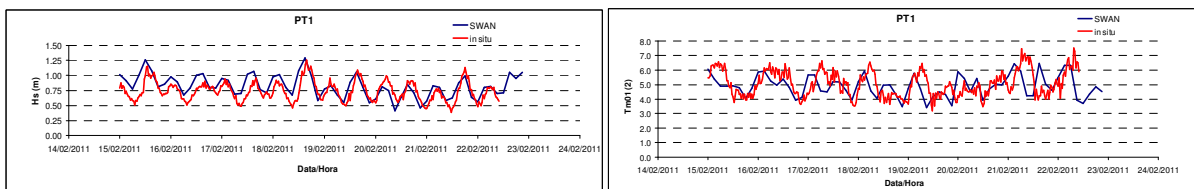


Figura 15 - Alturas significativas da onda e períodos médios no ponto PT1, 15 a 22 de Fevereiro/2011.

Na avaliação quantitativa dos resultados do modelo numérico procedeu-se ao cálculo do viés (ME), do valor médio quadrático do erro (RMSE) e do SI (*Scatter Index*) de acordo com a Equação (1). Este último representa o quociente entre o RMSE e o valor médio das observações. Esta análise estatística foi apresentada na Tabela 3.

$$ME = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \Delta X_i \quad RMSE = \sqrt{\left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\Delta X_i)^2\right) \left(\frac{1}{N}\right)} \quad SI = \frac{RMSE}{\bar{X}_0} \quad \text{Equação (1)}$$

onde N é a dimensão da amostra, ΔX_i representa a diferença entre os valores estimados pelo SWAN e os fornecidos pelas observações no ADCP, ou seja, $\Delta X = X_r - X_o$, \bar{X}_0 é o valor médio das observações.

Tabela 3 – Parâmetros da análise estatística dos resultados do modelo numérico.

Data	Pontos	Pârametros	HS	TM01	DIR
11 a 12 Dez.	P1	RMSE	0.16	0.77	21.04
		SI	0.17	0.21	0.48
		ME	0.10	0.63	-19.69
	P2	RMSE	0.18	0.73	18.34
		SI	0.15	0.16	0.78
		ME	-0.10	-0.35	10.16
20 a 27 Dez.	P2	RMSE	0.18	1.15	73.98
		SI	0.16	0.24	1.78
		ME	-0.01	-0.78	-3.48
15 a 22 Fev.	P1	RMSE	0.38	1.14	67.47
		SI	0.35	0.25	1.39
		ME	-0.26	-0.97	-4.96

A evolução do estado de mar na área de estudo é determinada pela modelação diurna da brisa do mar/brisa de terra. Este aspecto está patente nas Figura 13 a Figura 15. O modelo SWAN reproduz bem esta alternância introduzida pelo campo de ventos, quer ao nível do comportamento de HS quer de TM01, e em ambos os locais de medição (PT1 e PT2).

Para todos os períodos testados tanto o andamento como a ordem de grandezas dos resultados numéricos são muito semelhantes aos medidos, especialmente para os resultados do ponto PT2, que se encontra em águas mais profundas. De um modo geral, o modelo simula melhor os valores de altura de onda e apresenta pior desempenho para os valores de direção, como se confirma pelos os baixos valores de SI associados às alturas e progressivamente mais elevados para os casos dos períodos e direcções das ondas.

5. CONCLUSÕES

Nesta comunicação descreve-se a aplicação do modelo SWAN na zona adjacente ao estuário de Diogo Lopes, para as datas de 11 e 12 e 20 a 28 de Dezembro/2010 e 15 a 22 de Fevereiro/2011 para as quais existem dados medidos in situ.

A comparação entre as observações e as simulações numéricas com o modelo SWAN mostra uma boa concordância para os três períodos. Com efeito, o modelo SWAN conseguiu reproduzir o andamento geral e a ordem de grandeza das alturas significativas e períodos de onda ao longo dos períodos em estudo, para qualquer dos pontos em estudo, mas especialmente para o ponto PT2 que se situa mais ao largo. Para estas grandezas, os valores numéricos são em geral mais alisados. Em relação à direcção de onda, o modelo não consegue simular a gama vasta de direcções presente nos dados medidos.

As diferenças encontradas entre resultados numéricos e medidos podem ser devidas às simplificações admitidas nos cálculos efectuados, por falta de informação, nomeadamente no que diz respeito aos ventos (ventos constantes em todo o domínio computacional e baseados nos valores obtidos na Estação Meteorológica de Macau) e às correntes (não se incluíram nos cálculos as correntes). Assim, a caracterização dos campos de ventos e de correntes na zona e sua inclusão nas simulações numéricas ao longo dos períodos de simulação, constitui trabalho futuro.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem: a fonte financiadora brasileira CAPES, pela concessão da bolsa de doutoramento de Maria de Fátima Matos através da Rede Amigos Boussinesq; à Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento concedido através dos Projetos EROS – PTDC/CTE-GIX/111230/2009 e HIDRALERTA - PTDC/AAC-AMB /120702/2010; e ao Projeto Cooperativo MOLECO (REDE5-PETROMAR/CTPETRO-FINEP/PETROBRAS/CNPq).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ângelo, J., Pires Silva, A., Fortes, C.J.E.M., Matos, M.F., Scudelari, A.C., Amaro, V.E. 2012. Aplicação do modelo SWAN na caracterização a agitação marítima na zona adjacente a Diogo Lopes. 2as Jornadas de Engenharia Hidrográfica, Brasil.
- Booij, N., R.C. Ris and L.H. Holthuijsen. 1999. A third-generation wave model for coastal regions, Part I, Model description and validation, J. Geoph. Research, 104, C4, 7649-7666.
- CEM 2002, Coastal Engineering Manual, U.S. Army Corps of Engineers.

- Hasselmann, K. et al. 1973. Measurements of wind wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Dtsch. Hydrogr. Z.*, A(8), 12.
- Komen, G.J., Hasselman, S., Hasselman, K. 1984. On the existence of a fully developed wind-sea spectrum, *J. Phys. Oceanogr.*, 14, 1271-1285.
- Matos, M.F.A.; Fortes, C.J.E.M.; Amaro, V.E.; Scudelari, A.C.; Neves, C.F. 2011. Análise de dados a partir de métodos in situ no Litoral Setentrional do Rio Grande do Norte. in *Anais do VI Congresso sobre Planejamento e Gestão das Zonas Costeiras dos Países de Expressão Portuguesa*”, Boa Vista, Cabo Verde, APRH, p.73.
- Matos, M.F.A.; Fortes, C.J.E.M.; Amaro, V. E.; Scudelari, A. C. 2012. Avaliação do modelo SWAN na modelação da agitação marítima no litoral setentrional do rio grande do norte-br. In: 11º Congresso da Água, 2012, Porto. 11º Congresso da Água. Lisboa: APRH, v. 1. p. 1-20.
- Nascimento, M.C. 2009. A erosão costeira e sua influência sobre a atividade petrolífera: alternativas sustentáveis na mitigação de impactos ambientais. Dissertação de Mestrado. Geodinâmica e Geofísica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 229p.
- Pinheiro, L., Santos, J.A., Fortes, C.J.E.M.; Capitão, R. 2007. SOPRO – Pacote integrado de modelos para avaliação dos efeitos das ondas em portos. *Revista da Tecnologia da Água*, Edição I, Março.
- Resio, D. T.; Vincent, C. L. 1977. Estimation of winds over the great lakes. *Journal of Waterways, Harbors and Coastal*, ASCE. v. 102, p. 263 – 282.
- Souto, M.V.S.; Grigio, A.M.; Castro, A.F. Amaro, V.E. 2006. Multitemporal analysis of geoenvironmental elements of the coastal dynamics of the region of the Ponta do Tubarão, city of Macau/RN, on the basis is remote sensing products and integration in GIS. *Journal of Coastal Research*, EUA. *Journal of Coastal Research*, Special Issue 39 (Proceedings of the 8th International Coastal Symposium, Itajaí, SC – Brazil).
- SWAN Team. 2008. SWAN: Technical Documentation. SWAN Cycle III version 40.72. Delft University of Technology.
- Tolman, H.L. 1999. User manual and system documentation of WAVEWATCH - III Version 1.18, N.O.A.A., National Centers for environmental prediction. OMB technical note 166. Camp Springer (EUA), 110p
- van der Westhuysen, A., Zijlema, M., Battjes, J. 2007. Nonlinear saturation-based whitecapping dissipation in SWAN for deep and shallow water. *Coastal Eng.*, 54, 151–170.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ESCOAMENTOS COM SUPERFÍCIE LIVRE UTILIZANDO O CÓDIGO NUMÉRICO OPENFOAM®

José M. P. Conde^{1,2}, Tiago M. Moreira¹

¹ Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Dep. Eng. Mecânica e Industrial
2829-516 Caparica, Portugal

² IDMEC, Instituto Superior Técnico
Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal
e-mails: jpc@fct.unl.pt; t.moreira@campus.fct.unl.pt

RESUMO

No presente artigo apresentam-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM® para dois escoamentos bifásicos com superfície livre: a Instabilidade de Rayleigh-Taylor e a Queda/Rutura de uma Coluna de Água. O código numérico resolve as equações de Navier-Stokes em regime transitório e utiliza um esquema do tipo VoF (Volume of Fluid) para identificar a superfície livre. É feito um estudo da dependência da solução com o refinamento da malha e com o passo de tempo e comparados os resultados com os obtidos por outros autores em estudos numéricos e experimentais. Constata-se que os resultados obtidos, embora não correspondam à solução assintótica, apresentam valores muito próximos para as malhas mais refinadas e para os passos de tempo menores. Verifica-se um comportamento das soluções concordante com os obtidos por outros autores.

Palavras-chave: OpenFOAM®, Instabilidade de Rayleigh-Taylor, Queda/Rutura de uma Coluna de Água.

1. INTRODUÇÃO

Os escoamentos bifásicos com superfície livre em regime transitório podem ser encontrados num grande número de aplicações nos domínios industriais e ambientais. O desenvolvimento e aplicação de métodos computacionais eficientes e precisos para descrever estes escoamentos complexos têm sido um tema amplamente abordado nas últimas décadas. Existem inúmeras técnicas/métodos numéricos para resolver os mais variados problemas: métodos de elementos finitos, métodos de diferenças/volumes finitos, métodos de partículas, etc.

No âmbito da engenharia costeira os códigos de resolução numérica são tradicionalmente baseados em equações do tipo Boussinesq. Recentemente, graças ao aumento da capacidade computacional, os códigos que resolvem as equações de Navier-Stokes em valor médio, RANS (*Reynolds averaged Navier-Stokes*), tornaram-se de uso mais generalizado. As equações RANS têm a vantagem de permitir determinar, por exemplo, as características da turbulência que ocorre na zona de rebentação e os esforços resultantes dos impactos das ondas nas estruturas costeiras.

O OpenFOAM® (*Open Field Operation and Manipulation*) é um pacote de software (bibliotecas) gratuito e de código fonte aberto (*Open Source*) que pode ser utilizado para resolução de problemas de mecânica dos fluidos computacional, CFD (*Computational Fluid Dynamics*), entre outros. É desenvolvido pela OpenCFD Ltd (ESI Group) e distribuído pela OpenFOAM® Foundation. Por estar sob a Licença Pública Geral da GNU (GNU GPL), o utilizador tem a total liberdade de executar, adaptar, redistribuir e aperfeiçoar o OpenFOAM®.

Recentemente foram desenvolvidos dois códigos, baseados no OpenFOAM[®], para resolver problemas de engenharia costeira, a biblioteca waves2Foam (Jacobsen et al., 2012) e o código IHFoam (Higuera et al., 2013), que apresentam potencial para permite resolver a grande maioria dos problemas associados a estruturas costeiras.

Neste artigo apresenta-se a aplicação do código OpenFOAM[®] a dois problemas clássicos: a instabilidade de Rayleigh-Taylor e a queda/rutura de uma coluna de água. Para estes casos é feito um estudo da dependência da solução com o refinamento da malha e com o passo de tempo.

2. CÓDIGO OPENFOAM[®]

O código OpenFOAM[®] é tradicionalmente compilado em sistema operativo Linux. Nas simulações efetuadas neste trabalho foi utilizada a versão OpenFOAM[®] 1.7.1 (OpenCFD, 2010), instalada em sistema operativo Ubuntu 10.04 LTS.

Nas simulações apresentadas neste artigo foi utilizado o solver InterFoam que permite resolver escoamentos bifásicos com superfície livre. O InterFoam resolve as equações RANS, Eq. (1), e da continuidade, Eq. (2), para dois fluidos incompressíveis, imiscíveis, e isotérmicos, juntamente com a equação de transporte da fração de volume, α , que toma o valor 0 no ar e 1 na água, Eq. (3). O algoritmo é baseado no método VoF (*Volume of Fluid*). Este solver utiliza o método limitador multidimensional universal para solução explícita, MULES (*Multidimensional Universal Limiter for Explicit Solution*), para manter os limites da fração de volume independentes do esquema numérico subjacente, estrutura da malha, etc.. Na versão 1.7.1 é utilizado o algoritmo de acoplamento PISO.

$$\frac{\partial \rho \mathbf{u}}{\partial t} + \nabla \cdot [\rho \mathbf{u} \mathbf{u}^T] = -\nabla \cdot p^* - \mathbf{g} \cdot \mathbf{x} \nabla \rho + \nabla \cdot [\mu \nabla \mathbf{u} + \rho \boldsymbol{\tau}] + \sigma_T \kappa_\alpha \nabla \alpha \quad (1)$$

$$\nabla \cdot \mathbf{u} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot [\mathbf{u} \alpha] + \nabla \cdot [\mathbf{u}_r \alpha (1 - \alpha)] = 0 \quad (3)$$

Nestas equações, $\mathbf{u} = (u \ v \ w)$ é o campo de velocidades em coordenadas cartesianas $\mathbf{x} = (x \ y \ z)$, p^* é a pressão subtraindo a componente hidrostática, \mathbf{g} a aceleração gravítica, ρ a massa volúmica e μ a viscosidade dinâmica molecular. O último termo da Eq. (1) contabiliza o efeito da tensão superficial, onde σ_T é a tensão superficial e κ_α a curvatura da superfície. O tensor das tensões de Reynolds é definido pela Eq. (4) onde μ_t é a viscosidade turbulenta e k a energia cinética turbulenta. Na equação de transporte da fração de volume, Eq. (3), o último termo do membro esquerdo é um termo compressivo estabilizador da superfície livre, sendo \mathbf{u}_r é a velocidade relativa (Jacobsen et al., 2012).

$$\boldsymbol{\tau} = \frac{2}{\rho} \mu_t \left[\frac{1}{2} (\nabla \mathbf{u} + (\nabla \mathbf{u})^T) \right] - \frac{2}{3} k \mathbf{I} \quad (4)$$

3. DESCRIÇÃO DOS PROBLEMAS, RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Instabilidade de Rayleigh-Taylor

A instabilidade de Rayleigh–Taylor pode ocorrer em muitos fenómenos físicos, desde a dinâmica dos fluidos até à astrofísica. Este fenómeno, que foi inicialmente estudado por Rayleigh (1883) e posteriormente por Taylor (1950), ocorre, por exemplo, na interface entre duas camadas planas de fluidos imiscíveis de densidades diferentes. Esta interface torna-se instável quando sujeita a uma aceleração, por exemplo da gravidade, dirigida do fluido mais denso para menos denso.

Este fenómeno tem sido estudado experimentalmente e numericamente por muitos autores. O caso considerado neste artigo corresponde a uma configuração utilizada por alguns autores (e.g.: Bell e Marcus, 1992; Puckett et al., 1997; Gómez et al., 2005; Didier, 2007; Raessi et al., 2010) para validar códigos numéricos de captura de superfície livre. O fluido mais denso, $\rho_1 = 1.225 \text{ kg/m}^3$, ocupa a metade superior de um domínio retangular bidimensional com 1 m de largura, W , por 4 m de altura, $H = 4W$, enquanto o fluido menos denso, $\rho_2 = 0.1694 \text{ kg/m}^3$, preenche a metade inferior. A aceleração da gravidade é $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ dirigida para baixo. Ambos os fluidos têm a mesma viscosidade dinâmica, isto é, $\mu_1 = \mu_2 = 3.13 \times 10^{-3} \text{ Pa s}$. Este fenómeno pode ser estudado com e sem tensão superficial entre os fluidos. À semelhança do adotado por Gómez et al. (2005) e

Raessi et al. (2010), considerou-se que a tensão superficial é $\sigma=0.1337\text{N/m}$. Para o caso em análise a razão de densidades, ρ_1/ρ_2 , é igual a 7.23 e o número de Atwood, $A=(\rho_1-\rho_2)/(\rho_1+\rho_2)$, é igual a 0.757.

Nestas simulações avalia-se o crescimento de uma perturbação na interface com a forma de um cosseno com 0.05 m de amplitude e comprimento de onda igual à largura do domínio, $\lambda=W$, ou seja: $y=0.05\cos(2\pi x/W)$. A origem do referencial está a meia altura no plano de simetria vertical e as direções positivas dos eixos são para a direita e para baixo, respetivamente, para os eixos dos xx e dos yy . A Fig. 3a) apresenta o domínio computacional, o sistema de eixos e a condição inicial. Nestas condições o número de Bond, $Bo=(\rho_1+\rho_2)AgW^2/\sigma$, é igual a 77.45. Tomou-se como dimensão característica o comprimento de onda da perturbação, que neste caso coincide com a largura do domínio. A escala de tempo nestas condições, que pode ser definida como $t^*=(Agk)^{-1/2}$, é igual a 0.1464 s, sendo $k=2\pi/\lambda$.

Foram consideradas cinco malhas ortogonais com diferentes refinamentos. Dada a simetria do problema, as malhas RT1, RT2 e RT3 representam apenas metade do domínio, dividido pelo eixo de simetria vertical; as malhas RT4 e RT5 discretizam a totalidade do domínio físico considerado. A malha RT4 foi discretizada para que a fronteira dos volumes de controlo seguisse o contorno da perturbação inicial imposta na superfície livre.

Na caracterização feita na Tab. 1, n_x e n_y , são o número de volumes de controlo segundo o eixo dos xx e segundo o eixo dos yy , $\Delta x=\Delta y$ a dimensão dos volumes de controlo e Δt é o passo de tempo fixo utilizado nas simulações. Na Fig. 1 estão representadas em pormenor as malhas RT1, RT2 e RT4.

Tabela 1. Caracterização das malhas e do passo de tempo utilizado para a Instabilidade de Rayleigh-Taylor.

Malha	n_x	n_y	$\Delta x=\Delta y$ (m)	Domínio	Volumes	Δt (s)
RT1	32	256	1/64	Simetria	8192	0.001
RT2	64	512	1/128	Simetria	32768	0.0005
RT3	128	1024	1/256	Simetria	131072	0.00025
RT4	100	400	1/100	Completo	40000	0.0005
RT5	128	512	1/128	Completo	65536	0.0005

Como condições de fronteira foram impostas: condições de simetria nas paredes esquerda e direita; condições de escorregamento para a velocidade e condição de gradiente nulo para a pressão e para a fração de volume nas paredes inferior e superior. No instante inicial, os campos de velocidade e de pressão no interior do domínio são nulos, e a posição da superfície livre é definida pela perturbação sinusoidal.

Relativamente aos esquemas numéricos: para a derivada temporal utilizou-se o esquema de discretização de Euler; para os termos difusivos utilizou-se o esquema de discretização de Gauss com interpolação linear; foi utilizado o método Gauss para discretizar os termos convectivos; o termo da velocidade foi interpolado com o esquema limitedLinearV; o termo da fração de volume foi interpolado pelo esquema van Leer; e o termo responsável pela compressão da interface foi interpolado com o esquema interfaceCompression. Os termos laplacianos foram discretizados com o esquema Gauss e interpolados linearmente com correção. A equação da pressão foi resolvida pelo PCG solver e com o pré-condicionador DIC; a equação da velocidade foi resolvida com o PBiCG solver com o pré-condicionador DILU; como critério de paragem dos processos iterativos considerou-se uma diminuição de sete ordens de grandeza nos resíduos de cada uma das equações. O algoritmo PISO é responsável pelo acoplamento das duas equações, e utilizaram-se duas passagens. Os coeficientes de relaxação da pressão e da velocidade são, respetivamente, $\alpha_p=0.3$ e $\alpha_U=0.8$.

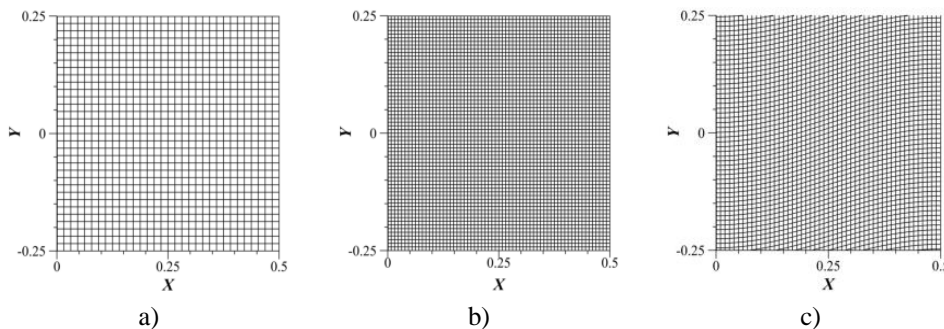


Figura 1. Malhas utilizadas (Instabilidade de Rayleigh-Taylor): a) RT1; b) RT2; c) RT4.

Na Fig. 2 apresenta-se a evolução da posição da superfície livre ao longo do tempo, para as diferentes malhas em dois planos. Os resultados obtidos com as diferentes malhas para $x=0$ são semelhantes nos instantes iniciais, mas à medida que a velocidade da frente de bolha aumenta, as soluções vão divergindo umas das outras. Nos

resultados com tensão superficial, a malha RT3 é a que se destaca mais das outras; nos resultados sem tensão superficial, as malhas RT2, RT3 e RT5, apresentam uma solução mais próxima.

Para a evolução da superfície livre, em $x = \pm W/2$, na ausência de tensão superficial, as soluções obtidas com as malhas mais grosseiras (RT1 e RT2) apresentam um comportamento oposto ao normal, ou seja, a superfície livre desce em vez de subir. Para a malha RT4, isto é, a malha cujos elementos seguem a forma inicial da perturbação na superfície livre, obtêm-se resultados idênticos aos da malha mais fina, RT3. Os resultados obtidos com tensão superficial são todos muito idênticos, e nas malhas mais grosseiras já não se verifica o fenómeno anterior. A tensão superficial tende a estabilizar a forma da interface. Para malhas RT4 e RT5, os resultados obtidos nos planos $x = \pm W/2$ são idênticos, ou seja preserva-se a simetria da solução.

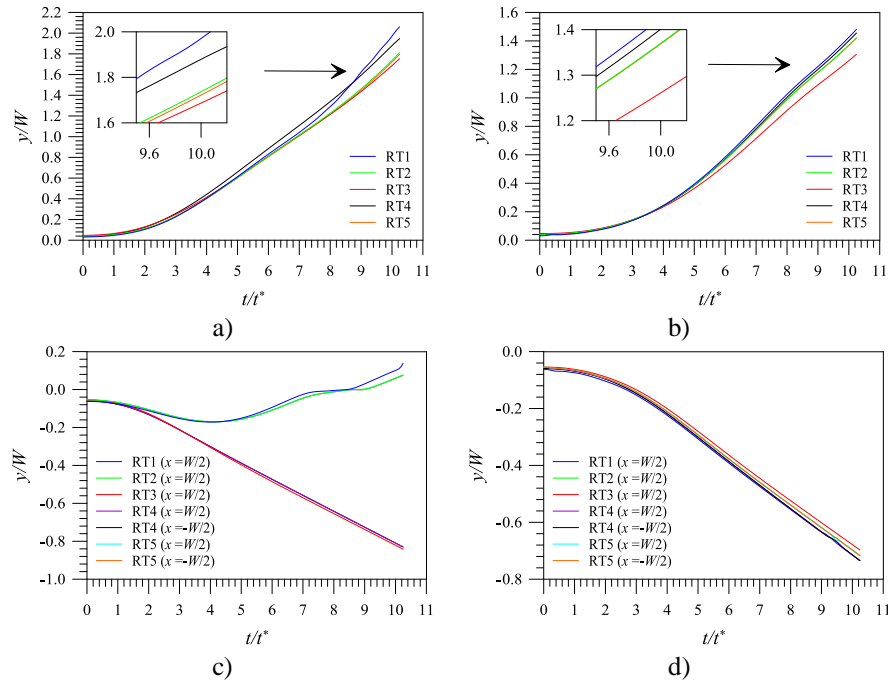


Figura 2. Evolução da interface entre os fluidos (Instabilidade de Rayleigh-Taylor): a) sem tensão superficial, no plano $x=0$; b) com tensão superficial, no plano $x=0$; c) sem tensão superficial, nos planos $x = \pm W/2$; d) com tensão superficial, nos planos $x = \pm W/2$.

Na Fig. 3 apresenta-se a evolução da interface, em instantes sucessivos, para as soluções correspondentes à malha RT3. Na Fig. 3a) apresenta-se o instante inicial, na Fig. 3b) encontra-se a solução correspondente à simulação sem tensão superficial e na Fig. 3c) está a solução correspondente à simulação com tensão superficial. Constata-se que sem tensão superficial a superfície livre tende a instabilizar em vários pontos dando origem a um escoamento bastante mais complexo. Com tensão superficial a interface dos dois fluidos torna-se mais estável, mesmo quando existe a formação de bolhas.

Na Fig. 4 está representada em pormenor a solução obtida sem tensão superficial no instante $t = 1.3$ s, para diferentes malhas. Tal como já foi referido, a ausência de tensão superficial amplifica o fenómeno de instabilidade entre os dois fluidos. Nas Fig. 4 d) e e), a solução aparenta ser simétrica. Conclui-se que a solução é muito sensível ao refinamento da malha.

Na Fig. 5 está representada em pormenor a solução obtida com tensão superficial no instante $t = 1.3$ s, para diferentes malhas. A simetria aparenta uma vez mais ser preservada, como se observa nas Fig. 5 d) e e). A solução é significativamente diferente da simulação sem tensão superficial.

3.2 Colapso de uma coluna de água num reservatório aberto

O colapso de uma coluna de água é também um caso tradicional de verificação de códigos numéricos para escoamentos bifásicos. A facilidade com que se define este problema, combinada com a existência de muitos resultados numéricos, e alguns resultados experimentais, fazem desta simulação uma excelente referência para validação desses códigos. Uma variante deste caso consiste em introduzir um obstáculo a jusante da coluna de água de forma a introduzir uma perturbação no escoamento.

Para os casos considerados são utilizados como referência dois ensaios realizados por Koshizuka et al. (1995), com e sem obstáculo. Na Fig. 6 apresentam-se as dimensões do domínio e a condição inicial para ambos os casos. As dimensões a e d tomam os valores 0.146 m e 0.024 m, respetivamente. As propriedades

consideradas são: $\rho_{\text{água}} = 1000 \text{ kg/m}^3$; $\rho_{\text{ar}} = 1.225 \text{ kg/m}^3$; $\nu_{\text{água}} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$; $\nu_{\text{ar}} = 1.48 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$; e a tensão superficial $\sigma_{\text{ar-água}} = 0.07 \text{ N/m}$.

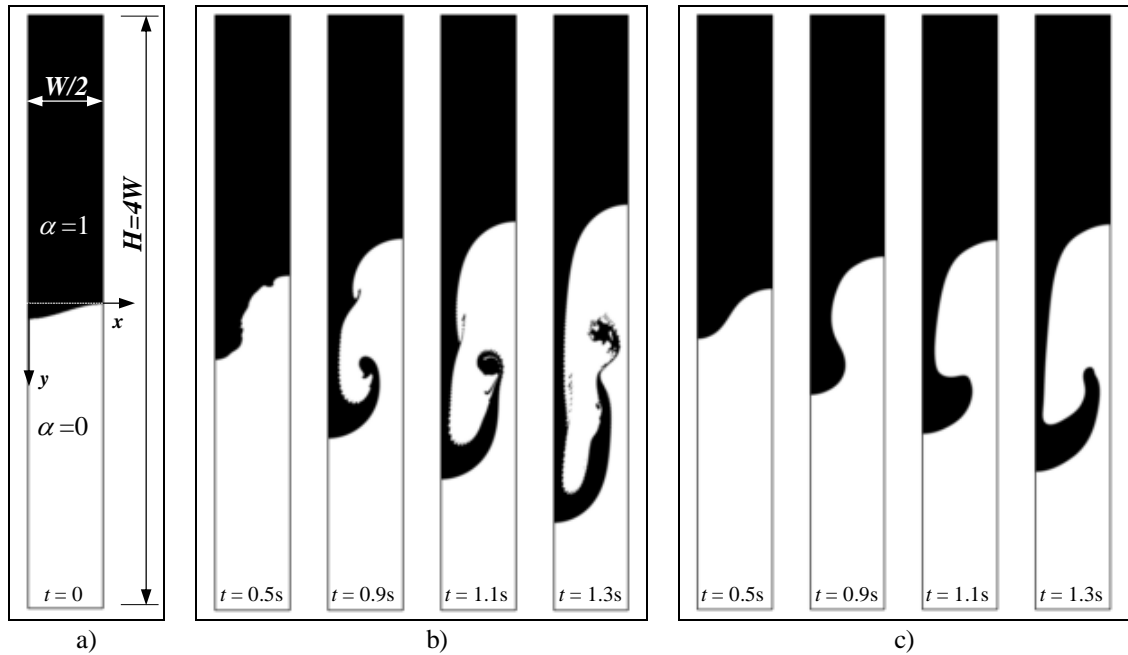


Figura 3. Instabilidade de Rayleigh-Taylor: domínio computacional, sistema de eixos e condição inicial (a); Evolução da solução ao longo do tempo (malha RT3) sem tensão superficial (b) e com tensão superficial (c).

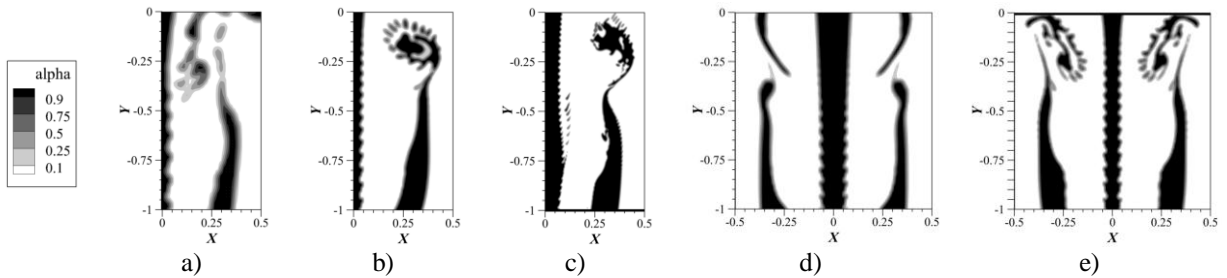


Figura 4. Comparação das soluções sem tensão superficial, no instante $t = 1.3 \text{ s}$, para diferentes malhas: a) RT1; b) RT2; c) RT3; d) RT4; e) RT5.

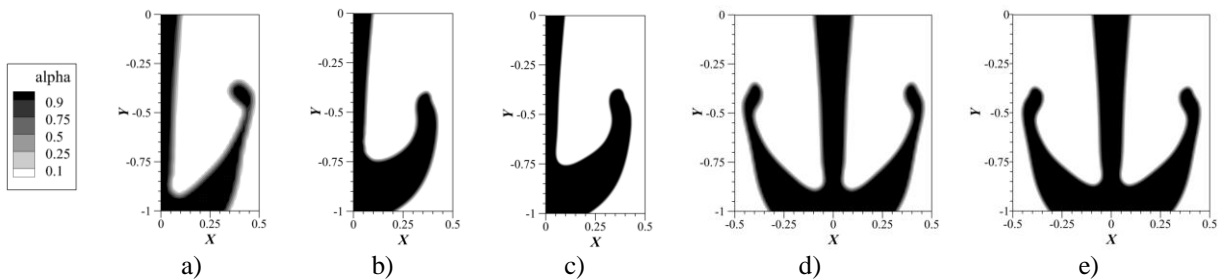


Figura 5. Comparação das soluções com tensão superficial, no instante $t = 1.3 \text{ s}$, para diferentes malhas: a) RT1; b) RT2; c) RT3; d) RT4; e) RT5.

Nas paredes laterais e no fundo do domínio, aplicou-se a condição de escorregamento para a velocidade; para a pressão e para a fração de volume, foi aplicada a condição de gradiente nulo na direcção normal à superfície. Considerou-se como pressão de referência a célula que se encontra no canto inferior esquerdo. No topo do domínio, que se considera aberto para o exterior, a velocidade é calculada de acordo com o fluxo normal à fronteira; a condição de fronteira para a velocidade e para a pressão alterna entre um valor fixo ou gradiente nulo, dependendo da direcção da velocidade. É utilizada a condição de totalPressure para que a pressão na fronteira se modifique de acordo com a velocidade. Para a fração de volume é imposta a condição inletOutlet, em que tudo pode sair do domínio, mas só pode entrar ar. Os campos de velocidade e de pressão são inicialmente nulos. A fração de volume está distribuída de forma a criar uma coluna de fluido, correspondente à água, com as dimensões indicadas na Fig. 6.

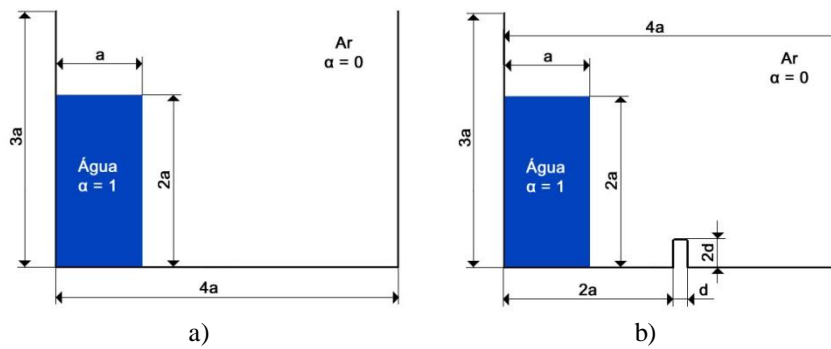


Figura 6. Geometria do caso do colapso de uma coluna de água: a) sem obstáculo b) com obstáculo.

Para o colapso da coluna de água foram utilizadas quatro malhas ortogonais com diferentes refinamentos (ver Tab. 2 e 3).

Tabela 2. Caracterização das malhas para o colapso de uma coluna de água sem obstáculo.

Malha	$\Delta x/a = \Delta y/a$	Volumes de controle
B1	0.1	1200
B2	0.05	4800
B3	0.0333	10800
B4	0.025	19200

Tabela 3. Caracterização das malhas para o colapso de uma coluna de água com obstáculo.

Malha	n_{x1}	n_{x2}	n_{x3}	n_{y1}	n_{y2}	Volumes de controle
C1	20	2	19	27	4	1271
C2	40	4	38	54	8	5084
C3	60	6	57	81	12	11439
C4	80	8	76	108	16	20336

Na caracterização apresentada na Tab. 2, $\Delta x/a$ e $\Delta y/a$, são as dimensões dos volumes de controle segundo a horizontal e a vertical, respetivamente, adimensionalizadas pela dimensão característica da coluna de água. Relativamente à caracterização feita na Tab. 3, n_{x1} é o número de volumes a montante do obstáculo; n_{x2} é o número de volumes que discretizam o obstáculo segundo a horizontal; n_{x3} é o número de volumes a jusante do obstáculo; n_{y1} é o número de volumes acima do obstáculo segundo a vertical; n_{y2} é o número de volumes que discretizam o obstáculo segundo a vertical.

Para discretizar a derivada temporal utilizou-se o esquema Euler. Os termos difusivos foram discretizados pelo esquema Gauss, e as variáveis interpoladas por um esquema linear. O termo convectivo da velocidade foi discretizado pelo o esquema Gauss e interpolado pelo o esquema limitedLinearV 1; o termo convectivo da fração de volume foi discretizado pelo o esquema Gauss, e interpolado pelo esquema van Leer; o termo convectivo responsável pela compressão da fração de volume foi discretizado pelo esquema Gauss, e interpolado pelo método interfaceCompression. Os termos laplacianos foram discretizados utilizando o método Gauss com interpolação linear corrigida.

Para resolver a equação da pressão utilizou-se o PCG solver com o pré-condicionador DIC; para resolver a equação da velocidade utilizou-se o PBiCG solver com o pré-condicionador DILU. Como critério de paragem do processo iterativo, considerou-se uma diminuição de sete ordens de grandeza para a pressão, e de seis ordens de grandeza para a velocidade, face ao resíduo inicial. As equações foram acopladas com o algoritmo PISO utilizando três passos corretores. O passo de tempo da simulação foi controlado impondo que o número de Courant máximo no domínio não excedesse 0.5.

Na Fig. 7 comparam-se as soluções obtidas no presente trabalho com as soluções numérica de Didier (2007), para uma malha fina (M.F.) e para uma agrosseira (M.G.), e com os resultados experimentais de Martin e Moyce (1952). Apresenta-se a posição horizontal da superfície livre adimensionalizada, x/a , na Fig. 7a) e a evolução do nível da superfície livre adimensionalizada, $y/(2a)$, na Fig. 7b), em função do tempo adimensionalizado. Para os resultados obtidos, a solução praticamente não varia com o refinamento da malha. Na Fig. 7a), as soluções obtidas diferem ligeiramente dos dados experimentais, no entanto a forma da curva é semelhante. Na Fig. 7b), os resultados obtidos aderem bem aos dados experimentais e numéricos.

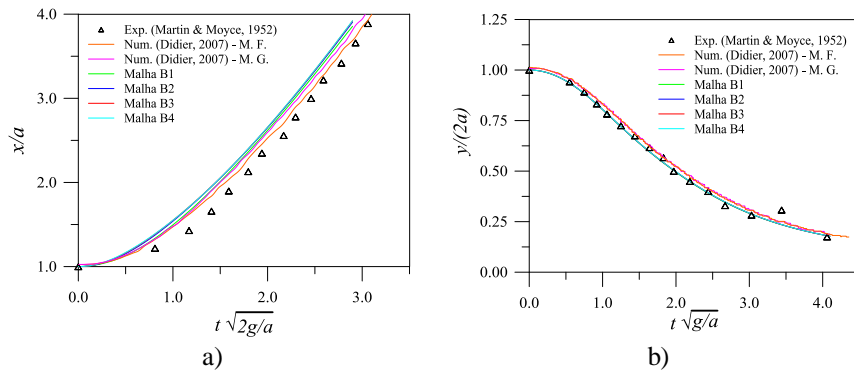


Figura 7. Evolução temporal da posição da superfície livre (Colapso de uma coluna de água sem obstáculo): a) frente de onda, x ; b) nível da superfície livre, y .

Para avaliar a dependência da solução com o refinamento da malha foi selecionado o instante $t = 0.15$ s. Nas Fig. 8a) e 8b) apresentam-se, respectivamente, as posições da frente de onda e do nível da superfície livre para os diferentes refinamentos da malha, h_i/h_1 , onde h_i é a dimensão característica da malha, $i=1$ corresponde à malha mais fina, B4 (ver Tab. 2). Verifica-se uma dependência significativa da solução de x/a na passagem da malha B1 para B2; relativamente ao parâmetro $b/(2a)$, só existe alteração na terceira casa decimal do valor, pelo que não é possível detetar visualmente a diferença nos gráficos da Fig. 7.

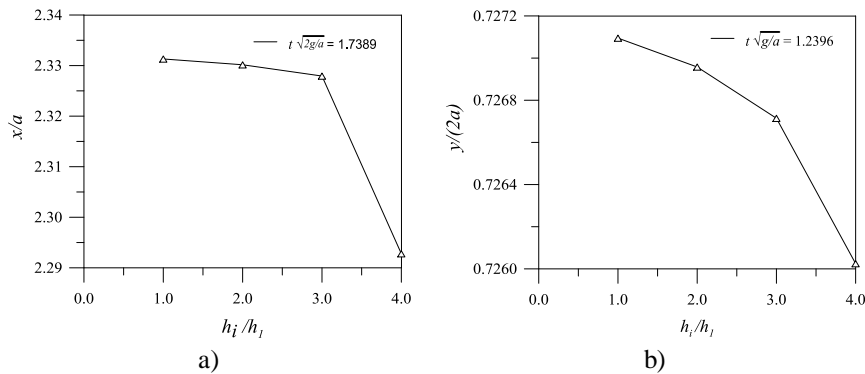


Figura 8. Evolução temporal da posição da superfície livre com o refinamento da malha (Colapso de uma coluna de água sem obstáculo): a) frente de onda, x ; b) nível da superfície livre, y .

Utilizando a malha B1, avaliou-se a dependência da solução para o instante, $t = 0.15$ s, com a diminuição do número de Courant máximo, Co_{max} . Nas Fig. 9a) e 9b) apresentam-se, respectivamente, as posições da frente de onda e do nível da superfície livre. À medida que se diminui o valor de Co_{max} , os valores dos parâmetros diminuem, apenas para valores superiores a 0.5 os valores aparentam atingir um patamar de convergência.

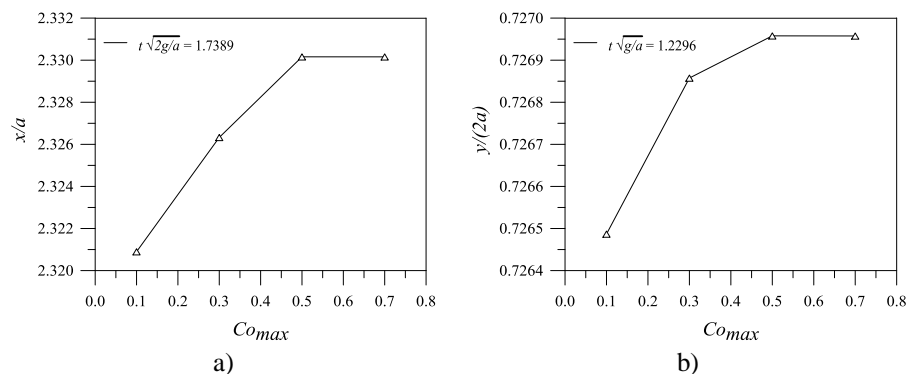


Figura 9. Evolução da solução com a variação do número de Courant máximo (Colapso de uma coluna de água sem obstáculo): a) frente de onda, x ; b) nível da superfície livre, y .

Na Fig.10 comparam-se as distribuições da fração de volume obtidas utilizando a malha B3, com as fotografias dos ensaios experimentais de Koshizuka et al. (1995). Constata-se que a solução numérica acompanha relativamente bem os resultados experimentais até $t = 0.6$ s. No instante $t = 0.8$ s, a solução numérica

apresenta uma bolha de ar que não é visível na experiência, e no instante de tempo, $t = 1$ s, a simulação numérica apresenta duas bolhas de ar, enquanto na experiência apenas se vê a bolha do canto inferior esquerdo.

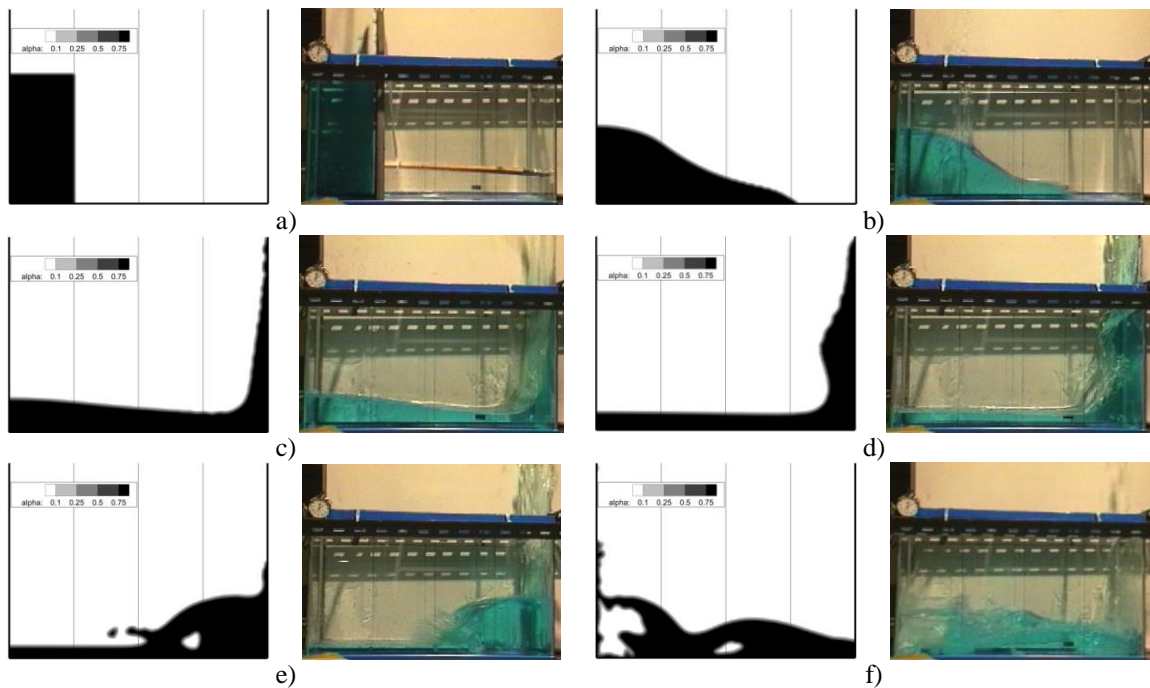


Figura 10. Comparação da distribuição da fração de volume obtida utilizando a malha B3 com fotografias do ensaio experimental realizado por Koshizuka et al. (1995): a) $t = 0$ s; b) $t = 0,2$ s; c) $t = 0,4$ s; d) $t = 0,6$ s; e) $t = 0,8$ s; f) $t = 1,0$ s.

Na Fig.11 comparam-se as distribuições da fração de volume obtidas utilizando a malha C4, com as fotografias dos ensaios experimentais de Koshizuka et al. (1995). Os dados existentes permitem apenas comparar visualmente a solução obtida para cada instante de tempo, pelo que são meramente qualitativos. Consta-se que, para cada um dos instantes representado existe boa concordância entre a solução obtida pelo método numérico e as fotografias do ensaio experimental.

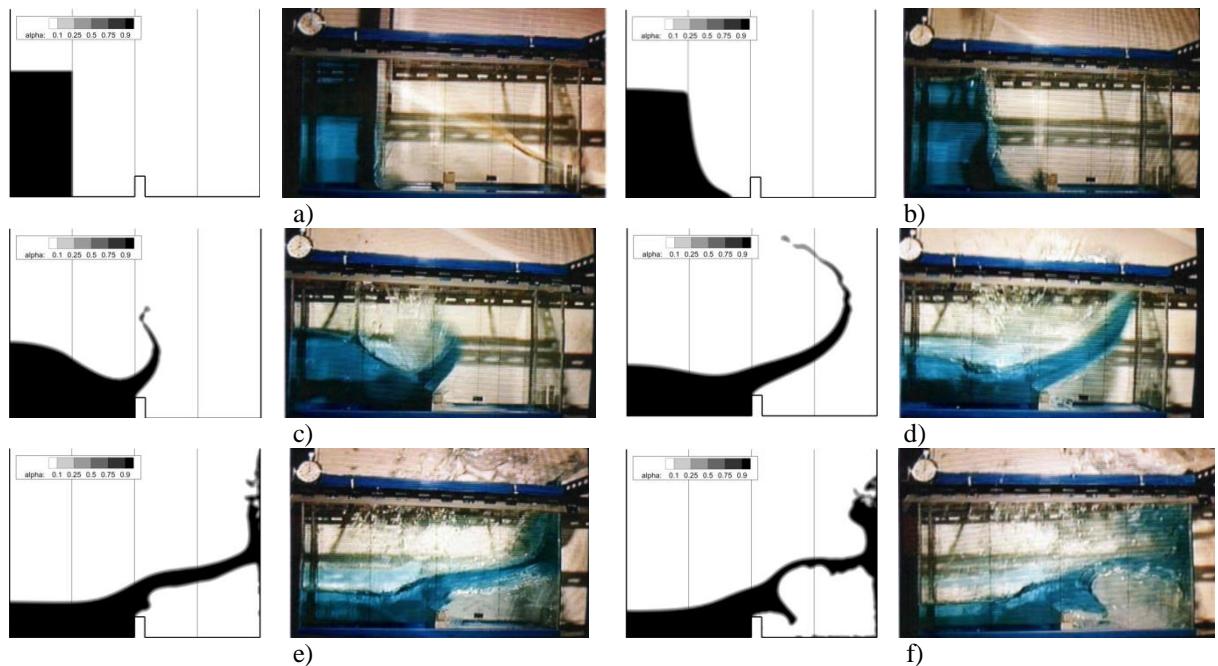


Figura 11. Comparação da distribuição da fração de volume obtida utilizando a malha C4 com fotografias do ensaio experimental realizado por Koshizuka et al. (1995): a) $t = 0$ s; b) $t = 0,1$ s; c) $t = 0,2$ s; d) $t = 0,3$ s; e) $t = 0,4$ s; f) $t = 0,5$ s.

Na Fig. 12 apresenta-se a distribuição da fração de volume, no canto inferior direito do domínio, no instante $t = 0.8$ s. Consta-se que a solução obtida com a malha B1 é a única em que não se consegue definir com clareza a superfície livre, pois a malha é demasiado grosseira

Na Fig.13 apresenta-se a distribuição da fração de volume no instante $t = 0,5$ s. Verifica-se que a malha C1 é demasiado grosseira para dar uma solução satisfatória, e a superfície livre na zona junto à parede direita sofre pequenas modificações à medida que se vai refinando a malha. Excluindo a solução obtida com a malha mais grosseira, verifica-se que a superfície livre fica definida no máximo ao longo de quatro volumes de controlo, o que é um resultado muito positivo.

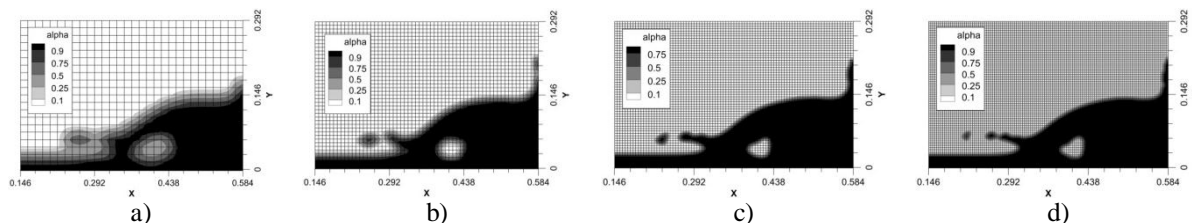


Figura 12. Dispersão da fração de volume no instante de tempo $t = 0,8$ s: a) malha B1; b) malha B2; c) malha B3; d) malha B4.

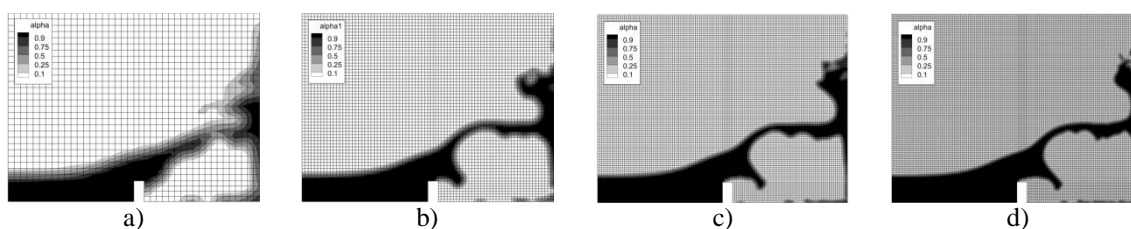


Figura 13. Dispersão da fração de volume no instante de tempo $t = 0,5$ s: a) malha C1; b) malha C2; c) malha C3; d) malha C4.

4. CONCLUSÕES

No presente artigo apresentaram-se as simulações numéricas feitas utilizando o código OpenFOAM® para dois escoamentos bifásicos com superfície livre: a Instabilidade de Rayleigh-Taylor e Queda/Rutura de uma coluna de água. Foi feito um estudo da dependência da solução com o refinamento da malha e com o passo de tempo e comparados os resultados com os obtidos por outros autores em estudos numéricos e experimentais.

Para a instabilidade R-T constatou-se que quando a malha segue a perturbação na interface no instante inicial a taxa de crescimento dessa perturbação é igual à obtida com uma malha cartesiana mais refinada. Nas simulações com tensão superficial as soluções são mais estáveis, enquanto que as soluções sem tensão superficial tende a ser mais instáveis e logo mais dependentes do refinamento da malha.

No problema de rutura de coluna de água as soluções numéricas reproduzem relativamente bem a forma e posição da superfície livre até ao instante de impacto na parede oposta. A partir desse instante e com a formação de bolhas destacadas da massa de água principal com pequena dimensão, a solução numérica tende a afastar-se dos resultados experimentais. Para minimizar este efeito é necessário refinar a malha e reduzir o passo de tempo

Globalmente constata-se que os resultados obtidos, embora não correspondam à solução assintótica, apresentam valores muito próximos para as malhas mais refinadas e para os passos de tempo menores. Verifica-se um comportamento das soluções concordante com os obtidos por outros autores. Em particular verificou-se uma grande dependência da solução com o refinamento da malha, particularmente nas malhas mais grosseiras e quando as perturbações na superfície livre são da ordem de grandeza de poucos elementos da malha.

5. AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio financeiro do centro de investigação IDMEC/IST.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bell, J.B. and Marcus, D.L., 1992. "A second-order projection method for variable-density flows". *Journal of Computational Physics*, Vol. 101, Nº 2, pp. 334-348.
- Didier, E., 2007. "Simulação numérica de escoamentos com superfície livre". *Revista Iberoamericana de Ingeniería Mecánica*, Vol. 11, No 3, pp. 03-18.
- Gómez, P., Hernández, J. and López, J., 2005. "On the reinitialization procedure in a narrow-band locally refined level set method for interfacial flows". *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, Vol. 63, pp. 1478-1512.
- Higuera, P, Lara, J.L. and Losada, I.J., 2013. "Realistic wave generation and active wave wave adsorption for Navier-Stokes models: Application to OpenFOAM®". *Coastal Engineering*, Vol. 71, pp.102-118.

- Jacobsen, N.G, Fuhrman, D.R. and Fredsøe, J., 2012. “A wave generation toolbox for the open-source CFD library: OpenFoam®”, *Int. J. Numer. Meth. Fluids*, Vol. 70, pp. 1073-1088
- Koshizuka, S., Tamako H., Oka, Y., 1995. “A particle method for incompressible viscous flow with fluid fragmentation”, *J. Comp. Fluid Dynamics*, Vol. 4, No. 1, pp. 29-46.
- Martin, J. C., Moyce, W. J., 1952. “An experimental study of the collapse of liquid columns on a rigid horizontal plane”. *Phil. Trans. Soc. London, A*, Vol. 244, pp. 312-324.
- OpenCFD, 2010. *OpenFoam – The Open Source CFD Toolbox User Guide*. Version 1.7.1.
- Puckett, E.G, Almgren A.S, Bell J.B, Marcus D.L, Rider W.J., 1997. “A high-order projection method for tracking fluid interfaces in variable density incompressible flows”. *Journal of Computational Physics*, Vol. 130, pp. 269-282.
- Raessi, M., Mostagnimi, J., and Bussmann, M., 2010. “A volume-of-fluid interfacial flow solver with advected normals”. *Computers and Fluids*, Vol. 39, No 8, pp. 1401-1410.
- Rayleigh, Lord (J.W. Strutt), 1883. “Investigation of the character of the equilibrium of an incompressible heavy fluid of variable density”. *Proceedings of the London Mathematical Society*, Vol. 14, pp. 170-177.
- Taylor, G.I., 1950. “The instability of liquid surfaces when accelerated in a direction perpendicular to their planes”. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 201 No. 1065, pp. 192-196.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Modelação física da propagação de ondas num canal

José M. P. Conde^{1,2,3}, Rui Reis¹, Conceição J. Fortes¹, Diogo Neves¹

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Departamento de Hidráulica e Ambiente
Av. do Brasil, 101, 1750-044 Lisboa, Portugal
rreis@lnec.pt, jfortes@lnec.pt, dneves@lnec.pt

² Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Dep. Eng. Mecânica e Industrial
2829-516, Monte de Caparica, Portugal
jpc@fct.unl.pt

³ IDMEC, Instituto Superior Técnico
Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal

RESUMO

Nesta comunicação, é descrito o vasto conjunto de ensaios em canal de ondas realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) cujo objetivo foi a análise da hidrodinâmica da propagação de onda sobre um fundo de batimetria variável, para várias condições de agitação incidente. Nesse sentido, descrevem-se as condições experimentais, os equipamentos de medição, as condições de teste, os tipos de medições (elevação da superfície livre e velocidade) efetuadas e os dados obtidos. Descrevem-se, também, as análises temporais e espectrais realizadas com os dados recolhidos bem como as metodologias utilizadas para a determinação e análise da distribuição bidimensional das componentes da velocidade das partículas. Para uma onda regular incidente, com 1.5 s de período e 10 cm de altura, são apresentados e comentados os resultados obtidos nas diferentes análises efetuadas.

Palavras-chave: Modelação física, Canal de ondas, Propagação de onda, Análise espectral, Análise temporal

1. INTRODUÇÃO

A modelação física da propagação de ondas em fundos complexos e de profundidade variável é fundamental para um melhor conhecimento e caracterização da forma como a onda se propaga. É com este objetivo que tem sido realizado um extenso conjunto de ensaios em canal de ondas, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), para a análise da transformação de ondas sobre fundos de batimetria complexa, em várias condições de agitação incidente.

Neste âmbito, em Okamoto et al. (2010), Endres et al. (2011) e Neves et al. (2011) efetuaram-se um conjunto de ensaios para condições de agitação regular incidente que originam ondas com rebentação, para diferentes batimetrias de fundo. As análises temporais, espectrais e estatísticas realizadas contribuem para um melhor conhecimento da hidrodinâmica da rebentação e fornecem resultados importantes para a validação de modelos numéricos.

O presente trabalho é uma continuação dos trabalhos anteriores, considerando agora condições de agitação regular incidente que originam ondas sem rebentação. A metodologia seguida é semelhante ao trabalho de Endres et al. (2011) e Neves et al. (2011). Assim, para cada condição de agitação incidente foram recolhidos, ao longo do canal, valores de elevação da superfície livre e da velocidade das partículas em suspensão no centro da coluna de água. Foram também medidos, valores de velocidade, em profundidade, para posições selecionadas ao longo do canal.

Nas secções seguintes, apresenta-se uma descrição detalhada das condições experimentais, dos métodos e procedimentos utilizados e das características das ondas testadas no canal de ondas (secção 2). Além da descrição do trabalho efetuado, são aqui apresentados, para o caso da onda incidente de período, $T = 1.5$ s, e altura de onda, $H = 10$ cm, dados relativos à elevação da superfície livre, ao longo do canal, e resultados das respetivas análises temporais e espectrais (secção 3). São apresentados dados referentes à velocidade das partículas e resultados correspondentes à análise temporal efetuada, ao longo do eixo central da coluna de água, bem como, em profundidade, para posições específicas ao longo do canal. É, também, realizada uma análise mais profunda dos dados na qual se estimou a distribuição bidimensional das componentes da velocidade das partículas, ao longo do canal, efetuando a caracterização a forma da onda. No final (secção 4) são retiradas conclusões sobre os resultados obtidos nos testes experimentais e metodologias de análise.

2. ENSAIOS EM MODELO FÍSICO

2.1 Condições experimentais

Os testes experimentais foram realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) num canal, com 32.57 m de comprimento, equipado com um gerador de ondas irregulares controlado por computador (Fig. 1).

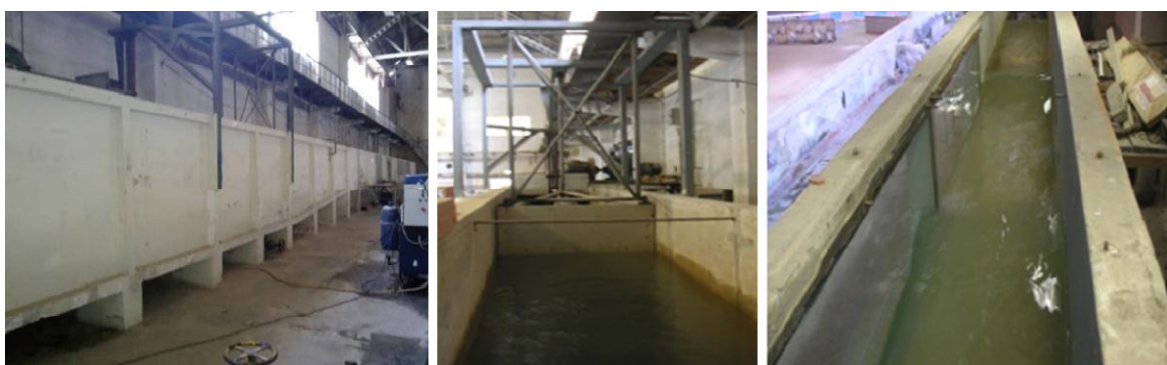


Figura 1. Vista lateral do canal (à esquerda), gerador de ondas (no centro) e vista de cima do canal (à direita).

O perfil longitudinal do fundo do canal, Fig. 2, consiste em duas rampas de inclinação constante (de 1:11 e 1:22) separadas por uma zona plana, até à posição $x = 0$, posteriormente uma zona plana (onde a profundidade de água foi considerada a um valor constante de 0.3 m), seguida de uma rampa de inclinação constante (1:20) e, por fim, uma zona de enrocamento inclinado (1:2). O canal em planta, Fig. 2, tem uma zona inicial com largura constante de 1 m, seguida de um troço convergente, e finalmente uma zona também com largura constante de 0.6 m.

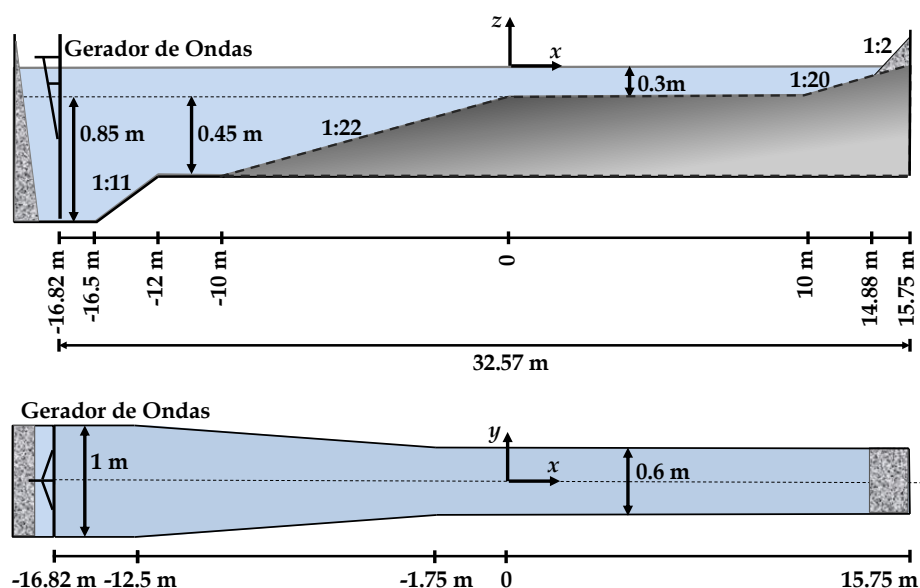


Figura 2. Canal de ondas: perfil longitudinal (em cima) e planta (em baixo).

2.1 Condições de agitação incidente e testes experimentais

O gerador de ondas, do tipo pistão, tem a capacidade de gerar ondas regulares e irregulares, tendo sido neste caso apenas analisadas ondas regulares, cujas condições de agitação incidente correspondem às seis combinações, de período (T) e altura (H) de onda, assinaladas (x) na Tab. 1. Para estas ondas não se verifica a ocorrência de rebentação.

Tabela 1. Condições de agitação incidente testadas.

T (s) \ H (cm)	1.1	1.5	2.0	2.5
8	x	x	x	x
10	x	x	-	-

Realizaram-se, para cada condição de agitação incidente, ensaios experimentais para dois tipos de medições:

- Tipo I – Medição, ao longo do canal, dos valores de elevação da superfície livre bem como das componentes da velocidade das partículas no centro da coluna de água;
- Tipo II – Medição, em profundidade, dos valores da velocidade das partículas em posições selecionadas ao longo do canal.

Cada teste experimental (onda gerada) teve a duração de 600 s (registo temporal).

2.2 Equipamentos e técnicas de medição

Para todos os ensaios experimentais colocou-se uma sonda junto ao baterdor (aproximadamente 6 m, à frente, deste, $x = -1080$ cm), Fig. 3, que foi mantida nesta posição para verificar a correta geração de ondas pretendidas.

Os valores de elevação da superfície livre ao longo da posição em x do canal, foram medidos com o recurso a oito sondas resistivas alinhadas e espaçadas por 20 cm entre si, Fig. 3, que foram agregadas a uma estrutura móvel. Esta estrutura foi colocada de forma a obter medições entre as posições $x = -1000$ cm e $x = 1000$ cm. A frequência de aquisição das sondas foi de 25 Hz.

As medições da velocidade das partículas foram efetuadas usando um *Acoustic Doppler Velocimeter* (ADV) com sonda “*down-looking*”, que fornece as três componentes ortogonais da velocidade instantânea das partículas em suspensão na coluna de água, numa posição de análise (volume de medição), Fig. 3. Junto ao ADV foi colocada uma sonda resistiva, Fig. 3, para que, conjuntamente com a velocidade das partículas, seja também medida a elevação da superfície livre, na mesma secção transversal do canal.

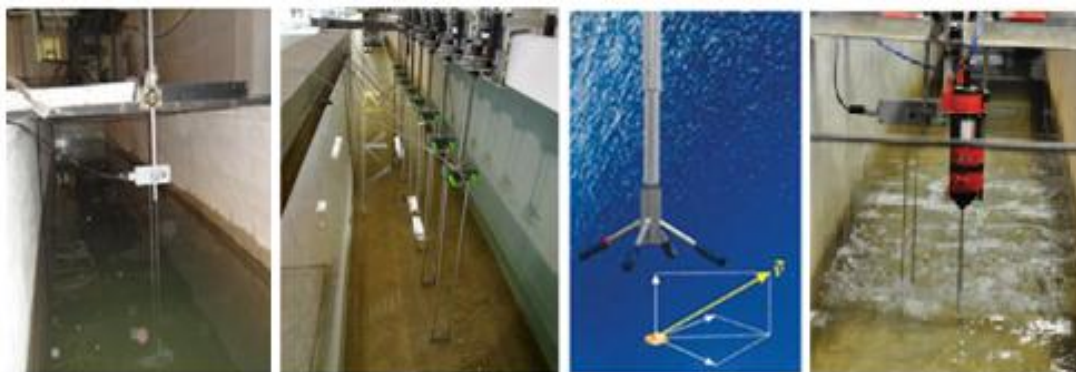


Figura 3. Da esquerda para a direita: Sonda junto ao baterdor; conjunto de 8 sondas de nível; sonda ADV e volume de medição; e sonda de nível junto da sonda ADV.

A velocidade, ao longo do canal, foi medida com o ADV posicionado no centro da coluna de água, entre as posições $x = -1000$ cm e $x = 800$ cm, para um espaçamento de 100 cm. Nas medições da velocidade, em profundidade, o ADV foi colocado, nas posições selecionadas $x = -1000, -500, -200, -100, 0, 100, 200, 500$ e 1000 cm, em espaços de 5 cm ao longo do eixo vertical a meio da largura do canal. O procedimento foi realizado de acordo com Neves et al. (2011). A taxa de aquisição do ADV considerada foi de 25 Hz.

3. RESULTADOS

O tratamento dos dados obtidos para cada condição de onda incidente foi:

- Análise temporal e espectral dos valores de elevação da superfície livre obtidos, ao longo do canal;

- Análise temporal e espectral da velocidade das partículas, ao longo do canal, no centro da coluna de água. Efetuou-se também a análise da distribuição bidimensional das componentes da velocidade, ao longo do canal;
- Análise temporal da velocidade das partículas, em profundidade, nas posições seleccionadas ao longo do canal.

Nas próximas sub-secções, apresentam-se estas metodologias e resultados para uma onda incidente com valores de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, de forma a ilustrar os procedimentos efetuados.

3.1 Elevação da superfície livre

A partir dos dados de elevações da superfície livre, obtidos para cada condição de agitação, obtiveram-se:

- As séries temporais da elevação da superfície livre ao longo do canal;
- Os valores da altura de onda máxima, da altura de onda significativa, da altura de onda média, do período de onda significativo e do período de onda médio, com base na análise temporal das séries temporais da elevação da superfície livre, ao longo do canal;
- Os espectros de energia para as diferentes posições ao longo do canal. A variância da densidade espectral foi calculada de forma a definir uma distribuição da energia no domínio de frequência. Esta análise espectral permite a análise dos fenómenos não-lineares provenientes da geração de harmónicas que surgem na propagação de ondas sobre um fundo complexo.

3.1.1 Séries temporais da elevação da superfície livre

A Fig. 4 ilustra os valores de elevação da superfície livre, nas posições $x = -1000$ cm (Fig. 4 a) e $x = 200$ cm (Fig. 4 b), para a onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, durante o intervalo de tempo entre os 270 s e 300 s.

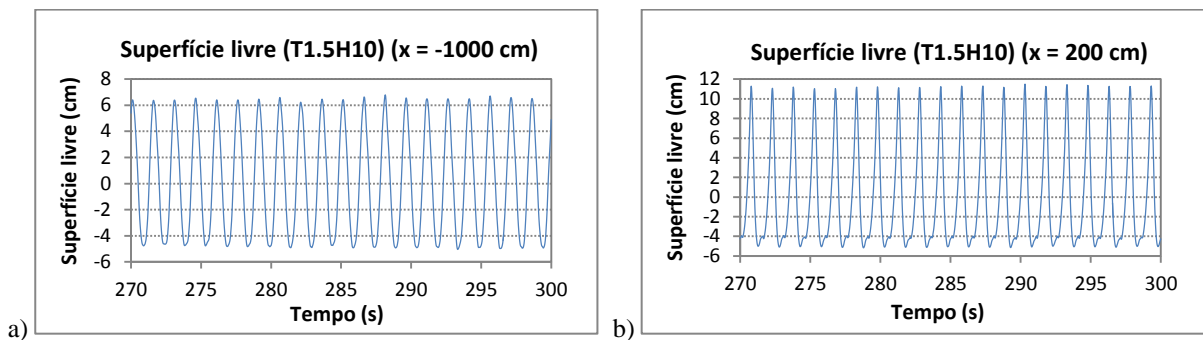


Figura 4. Elevação da superfície livre (cm) para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, entre os 270 s e 300 s do registo, nas posições $x = -1000$ cm (a) e $x = 200$ cm (b).

Como se pode verificar, à medida que a onda se propaga para zonas de menor profundidades acontece a transformação na forma da onda. A deformada da superfície livre apresenta características cada vez mais não-lineares (cristas aguçadas e cavas achatadas), observando-se também o aparecimento de harmónicas.

3.1.2 Análise temporal e espectral

A Fig. 5 mostra, a título de exemplo, a altura de onda significativa e o período médio ao longo do canal, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

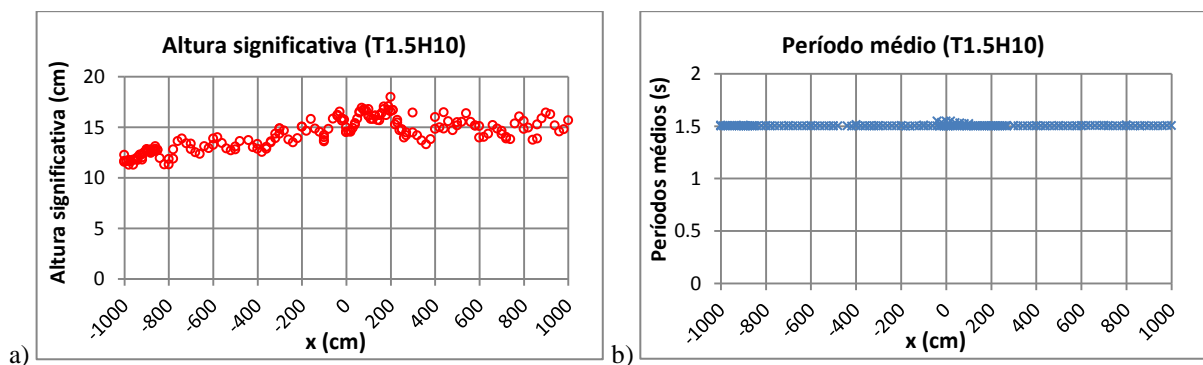


Figura 5. Altura significativa (a) e período médio (b), para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, ao longo do canal.

Verifica-se, na Fig. 5 a), um aumento da altura significativa de onda devido ao efeito de empolamento da onda até $x = 0$. A partir dessa posição a altura de onda, embora oscile ao longo do canal, o valor médio no espaço é aproximadamente constante. Esta oscilação resulta da reflexão das ondas na extremidade do canal. Segundo Conde et al. (2012) o coeficiente de reflexão global é de 0.156.

Os testes experimentais mostram que o período médio das ondas (Fig. 5 b) permanece praticamente constante até à zona final, embora isso não signifique que não haja o aparecimento de outros períodos de onda, como se constata na Fig. 6.

A Fig. 6 apresenta os espectros de amplitude calculados, recorrendo a uma rotina *discrete Fourier transform* (DFT), para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm nas posições $x = -1000$ (a), -400 (b); 0 (c) e 200 cm (d). Ao longo da propagação da onda, é visível o aparecimento de componentes harmónicas devidas à sua transformação com a variação do fundo à medida que a distância x ao bateror aumenta.

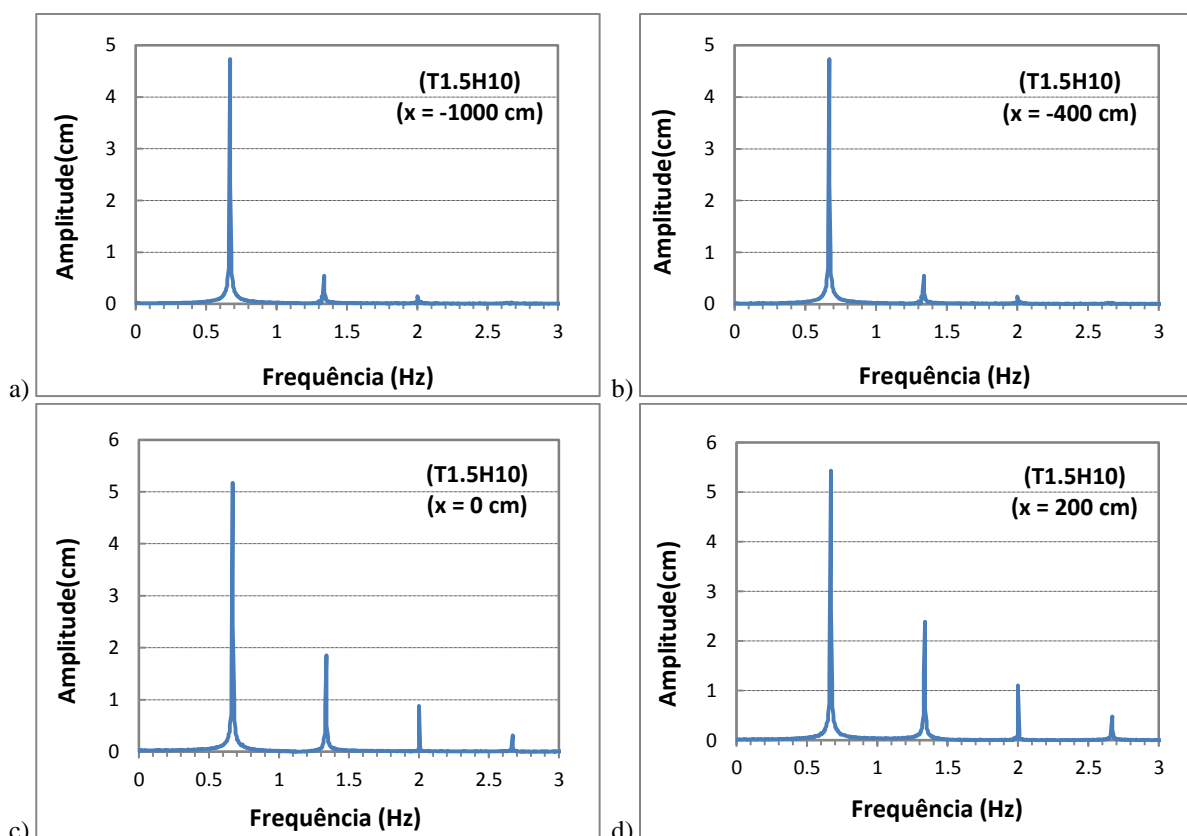


Figura 6. Espectro de amplitude nas posições $x = -1000$ (a), -400 (b), 0 (c) e 200 cm (d), para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

Os resultados da análise espectral mostram que existe um número crescente de harmónicas à medida que a onda é propagada no canal. Observa-se também, um aumento da amplitude da frequência principal do espectro, de $x = -1000$ cm até 200 cm, o que traduz o efeito de empolamento que a onda sofre ao longo da rampa principal do canal.

3.2 Velocidade

A partir dos dados medidos de velocidade das partículas, para cada condição de agitação, obtiveram-se:

- As séries temporais da velocidade em x (V_x) ao longo do canal;
- Os valores mínimos, V_{\min} , médios, V_{med} , e máximos, V_{\max} , da velocidade em x (V_x) ao longo do canal. O valor V_{med} corresponde à média de todos os valores V_x de cada registo temporal e os valores V_{\min} e V_{\max} correspondem, respetivamente, às médias dos valores mínimos e máximos de V_x . Foram calculadas através da identificação de cada onda, utilizando o método do zero-descendente, e cada intersecção no zero era considerada efetiva se existissem pelo menos dois pontos antes e depois da linha de zero de referência;
- A distribuição bidimensional das componentes da velocidade, ao longo do canal;
- Os valores mínimo (V_{\min}), médio (V_{med}) e máximo (V_{\max}) da velocidade em x (V_x), em profundidade, para as posições selecionadas ao longo do canal ($x = -1000, -500, -200, -100, 0, 100, 200, 500$ e 1000 cm).

3.2.1 Séries e análise temporal da velocidade

A Fig. 7 apresenta a série temporal de valores obtidos de velocidade V_x , na posição $x = -500$ cm, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, durante o intervalo de tempo entre os 180 s e 360 s.

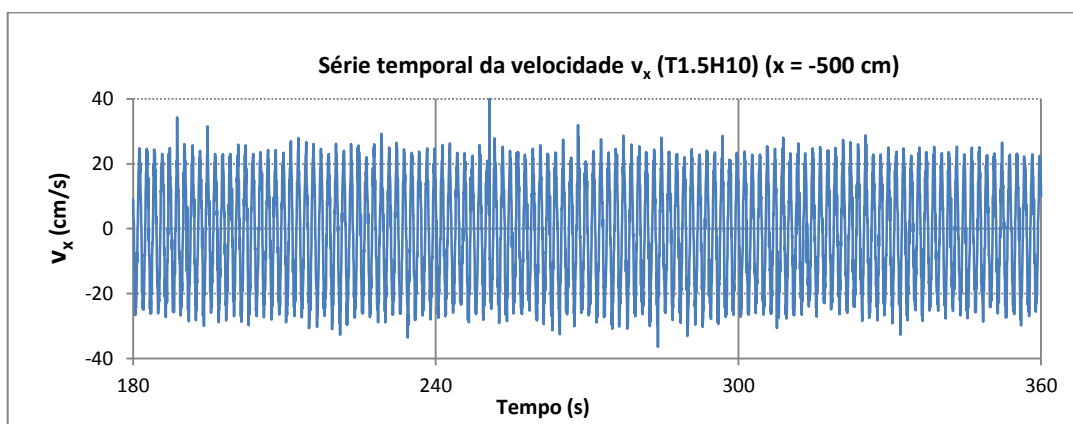


Figura 7. Velocidade V_x ao longo do tempo, na posição $x = -500$ cm, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm, entre os 180 s e os 360 s.

Na Fig. 8 apresentam-se os valores mínimo (V_{\min}), médio (V_{med}) e máximo (V_{\max}) da velocidade V_x , ao longo do canal, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

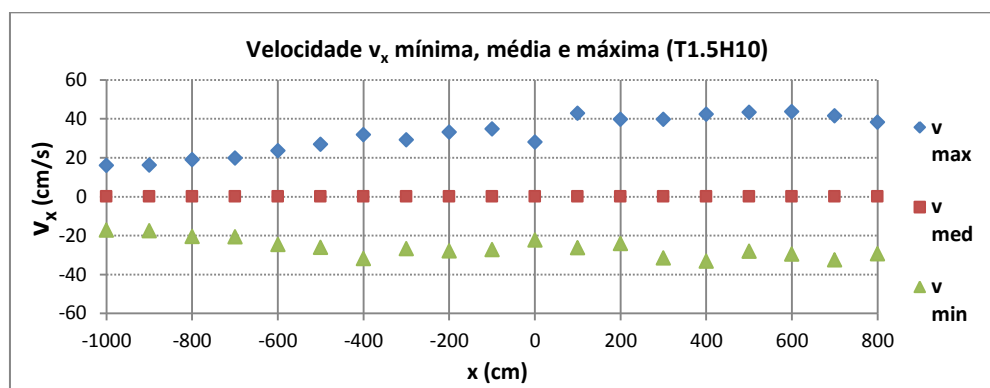


Figura 8. Valores mínimo (V_{\min}), médio (V_{med}) e máximo (V_{\max}) da V_x , ao longo do canal, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

Com base na Fig. 8, verifica-se um ligeiro aumento dos valores de V_{\max} e V_{\min} devido à variação do fundo mantendo-se praticamente constante depois de $x = 0$. Note-se que ao longo do canal, a simetria entre valores máximos e mínimos não é mantida (propagação de ondas com características mais não-lineares) verificando-se valores mais elevados da velocidade máxima do que da mínima.

3.2.2 Distribuição bidimensional das componentes da velocidade

Com o objetivo de efetuar a análise da distribuição bidimensional das três componentes ortogonais da velocidade das partículas (V_x , V_y , V_z), ao longo do canal, para cada condição de agitação, foram avaliados os parâmetros que traduzem a amplitude dos valores medidos para cada componente da velocidade, em cada registo temporal. Estes valores são denotados por E_x , E_y e E_z , e calculados pela diferença entre a média dos valores positivos e negativos das respetivas componentes da velocidade, medidas pelo sensor ADV (Fig. 9).

Na Fig. 9, demonstra-se, em cima, a distribuição bidimensional das componentes da velocidade medidas (nuvem de pontos), na posição $x = -700$ cm, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm e em baixo, uma representação dos parâmetros E_x , E_y e E_z .

Utilizando os parâmetros definidos (E_x , E_y e E_z), calcularam-se as razões E_z/E_x , E_y/E_x e E_y/E_z , com base nas quais foi efetuada a análise da distribuição bidimensional das componentes da velocidade medidas (nuvem de pontos), ao longo do canal, para cada condição de agitação. A Tab. 2 apresenta os critérios desta análise, para a caracterização da forma da nuvem de pontos, ao longo do canal.

A Fig. 10 apresenta as razões E_z/E_x , E_y/E_x e E_y/E_z obtidas, ao longo do canal, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm (a e b) e correspondente forma da onda no plano xz (c), determinada segundo os critérios da análise da nuvem de pontos, indicados na Tab. 2.

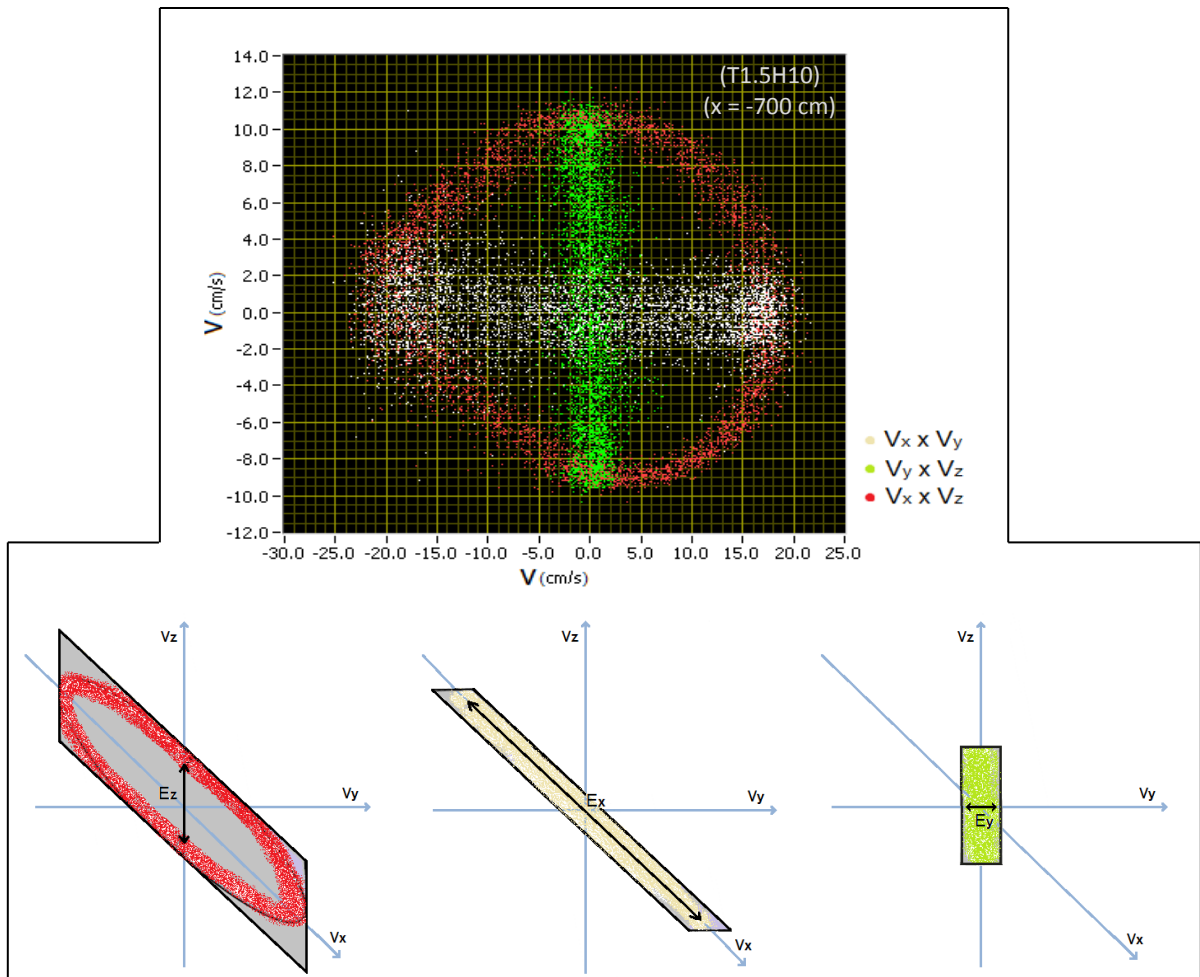


Figura 9. Nuvem de pontos, registada em $x = -700$ cm, para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm (em cima) e representação dos parâmetros E_x , E_y e E_z (em baixo).

Tabela 2. Critérios da análise, da nuvem de pontos, apoiada nas razões E_z/E_x , E_y/E_x e E_y/E_z .

Razão	Resultados	Forma gráfica da nuvem de pontos	Plano	Vista para o canal
E_z/E_x	> 1	Alongada verticalmente	$V_x V_z$	De lado
	$= 1$	Circular		
	$0 < E_z/E_x < 1$	Alongada longitudinalmente		
E_y/E_x	$= 0$	Alinhada com o eixo V_y (condição ideal, $V_y = 0$)	$V_x V_y$	De cima
	> 0	Desalinhada (Componente transversal $V_y \neq 0$)		
E_y/E_z	$= 0$	Alinhada com o eixo V_y (condição ideal, $V_y = 0$)	$V_y V_z$	Ao longo
	> 0	Desalinhada (componente transversal $V_y \neq 0$)		

Na Fig. 10, pode verificar-se que desde o começo da rampa 1:22 do canal até quase a meio desta ($1000 \text{ cm} < x < -600 \text{ cm}$), as razões dos parâmetros (E_z/E_x , E_y/E_x e E_y/E_z) apresentam pouca variação. O valor $E_z/E_x \approx 0.5$ indica um alongamento longitudinal médio da forma da onda e os valores $E_y/E_x \approx 0.1$ e $E_y/E_z \approx 0.2$ denotam a existência da componente transversal ($V_y \neq 0$), no entanto há uma aproximação da condição ideal $E_y/E_x = E_y/E_z = 0$ (componente transversal nula, $V_y = 0$). Progredindo ao longo do canal, observa-se na zona central da rampa 1:22 ($-600 \text{ cm} < x < -300 \text{ cm}$), uma considerável oscilação do alongamento longitudinal da forma da onda e na componente transversal V_y (oscilações das três razões dos parâmetros), seguida de um

aumento abrupto do alongamento longitudinal da forma da onda e da componente transversal V_y ($-300 \text{ cm} < x < -100 \text{ cm}$) e, logo depois, de uma diminuição brusca desse alongamento e da V_y até ao topo da rampa ($-100 \text{ cm} < x < 0$). Daqui em diante ($0 < x < 800 \text{ cm}$) verifica-se um regresso a valores mais constantes das razões dos parâmetros, com o valor $E_z/E_x \approx 0.35$ a indicar novo aumento do alongamento longitudinal da forma da onda e os valores $E_y/E_x \approx 0.15$ e $E_y/E_z \approx 0.35$, algum afastamento em relação à condição ideal ($V_y = 0$).

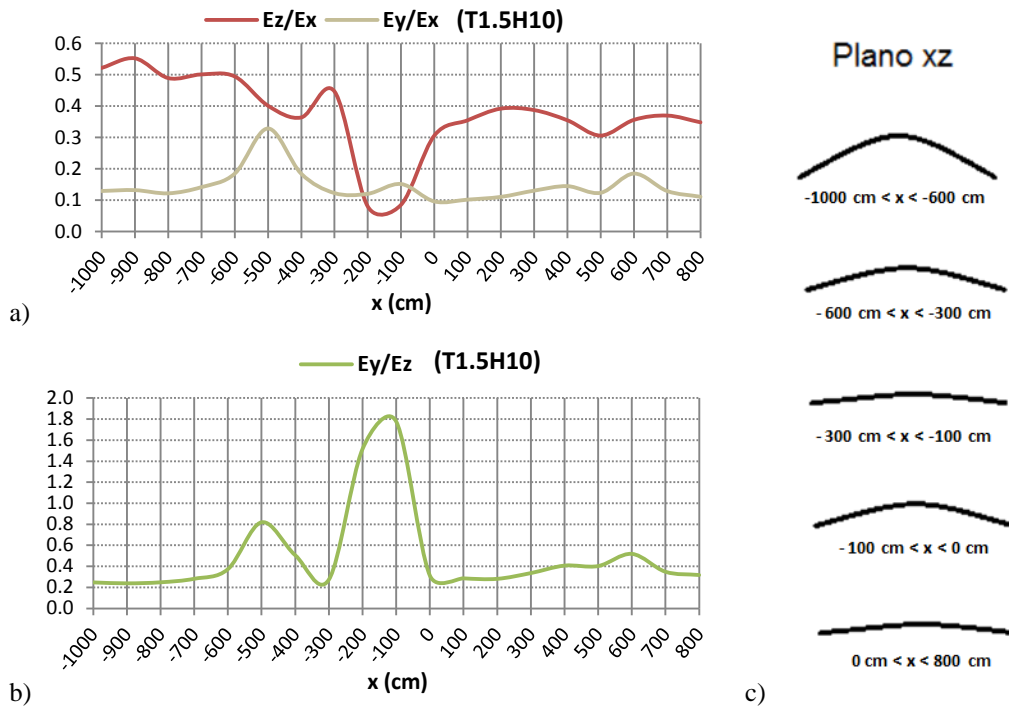


Figura 10. Razões E_z/E_x , E_y/E_x e E_y/E_z obtidas, ao longo do canal, para uma onda incidente de $T = 1.5$ e $H = 10$ cm (a e b) e correspondente forma da onda no plano xz (c).

3.2.3 Análise temporal dos perfis verticais da velocidade

A Fig. 11 mostra os perfis verticais dos valores mínimo (V_{\min}), médio (V_{med}) e máximo (V_{\max}) da velocidade V_x , nas secções $x = -1000$ cm (a), -200 cm (b), 100 cm (c) e 500 cm (d), para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

Como se pode observar, em $x = -1000$ cm, Fig. 11 a), os valores não variam significativamente entre as zonas mais à superfície da água e as zonas mais profundas (variação de cerca de 5 cm/s). Podendo-se observar uma quase simetria entre os valores máximos e mínimos. Verifica-se que à medida que se progride ao longo do canal deixa de existir essa simetria entre valores máximos e mínimos, mantendo-se o valor médio próximo de zero. Esta característica é uma consequência do empolamento da onda. Relativamente às médias dos valores das velocidades, os valores não apresentam diferenças significativas ao longo da coluna de água para as posições medidas. A variabilidade dos valores pode estar também associada a imprecisões do processo de medida.

4. CONCLUSÕES

Neste artigo, apresentaram-se os recentes testes realizados em modelo físico num canal de ondas do LNEC, para o estudo da hidrodinâmica da propagação de ondas em zonas de praia de declive variável. O objetivo principal foi o de estudar com mais detalhe todo o processo relativo à propagação da onda em fundos de batimetria complexa.

O estudo em modelo físico foi realizado no canal de ondas regulares cuja batimetria era constituída por uma série de rampas de diferente inclinação. Testaram-se períodos de onda de: 1.1, 1.5, 2.0, e 2.5 s e alturas de onda de 8 e 10 cm. Através das medições efetuadas com as sondas resistivas (elevação da superfície livre) e com a sonda ADV (velocidade das partículas) foi efetuada uma análise temporal e espectral. Foi também possível estimar a distribuição bidimensional das componentes da velocidade das partículas. Mediram-se ainda perfis verticais das velocidades das partículas em locais selecionados do canal.

A análise das séries temporais de elevação da superfície livre ao longo do canal, mostrou que em termos dos valores de alturas de onda significativa, existe um aumento da altura de onda devido ao efeito de empolamento da onda até $x = 0$. A partir dessa posição o valor médio da altura de onda, embora oscile ao longo do canal, é aproximadamente constante. Esta oscilação resulta da reflexão das ondas na extremidade do canal. O período

médio mantém-se constante ao longo de praticamente todo o canal. No entanto, a análise espectral mostra o aparecimento de um número crescente de harmónicas à medida que a onda é propagada no canal.

Quanto às análises efetuadas aos valores de velocidade das partículas (V_x) obtidas ao longo do canal, verifica-se um ligeiro aumento dos valores absolutos de V_{max} e V_{min} devido à variação do fundo mantendo-se praticamente constante depois de $x = 0$. Ao longo do canal, vai-se perdendo a simetria entre os valores de V_{max} e V_{min} o que confirma as características não lineares da propagação das ondas.

Relativamente à análise da distribuição bidimensional das componentes da velocidade das partículas, a metodologia seguida permite caracterizar a forma da propagação da onda ao longo do canal. Pela aplicação desta metodologia observa-se que à medida que a profundidade diminui ao longo do canal, intensificam-se as oscilações na forma da onda (segundo o plano xz) e também no registo da componente transversal. Quando a profundidade passa a ser constante verifica-se uma diminuição da intensidade destas oscilações, continuando a verificar-se, no entanto, valores da componente transversal algo elevados para uma condição ideal de onda.

Finalmente, relativamente aos perfis de velocidade desde zonas profundas para menos profundas, verifica-se que a quase simetria existente, entre os valores máximos e mínimos na zona mais profunda, à medida que se progride ao longo do canal, deixa de existir, mantendo-se o valor médio próximo de zero. Esta característica é uma consequência do empolamento da onda. Relativamente às médias dos valores das velocidades, os valores não apresentam diferenças significativas ao longo da coluna de água para as posições medidas.

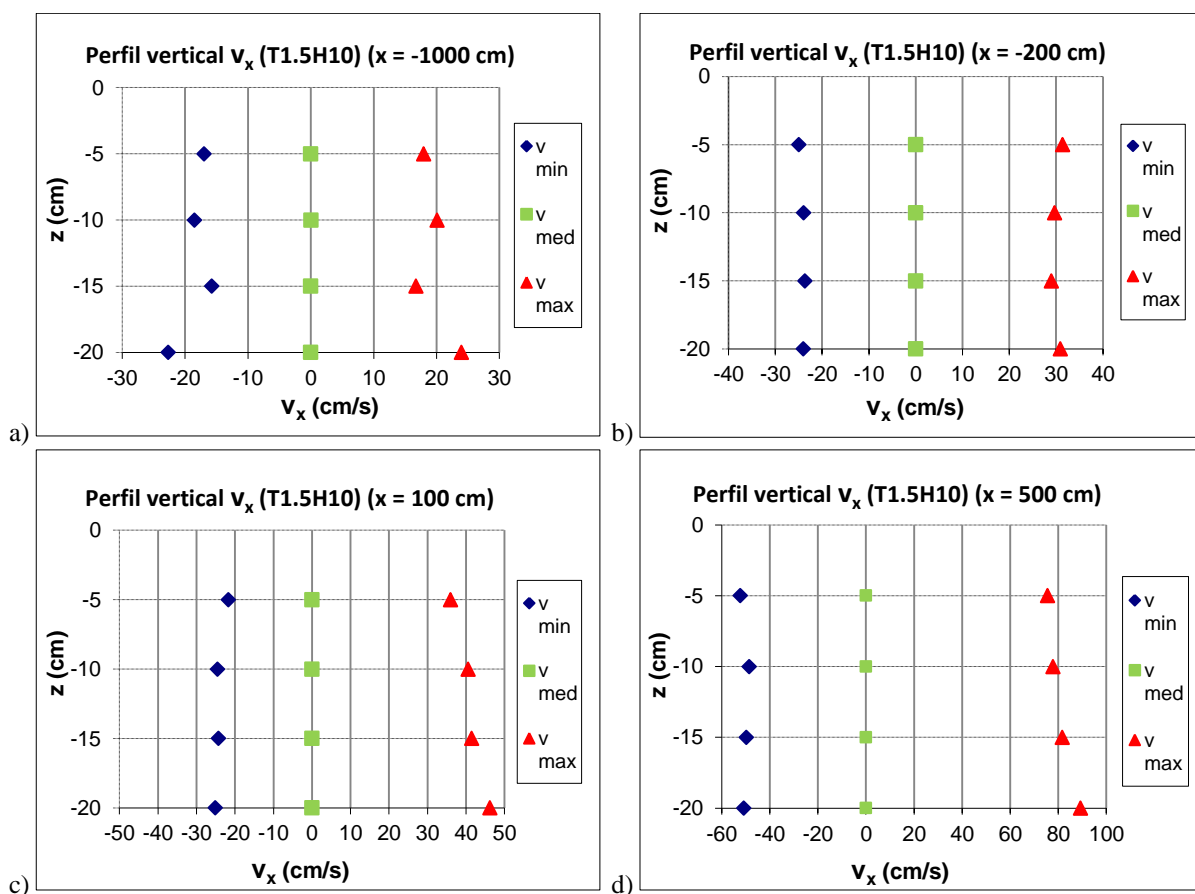


Figura 11. Perfis verticais dos valores V_{min} , V_{med} e V_{max} de V_x em $x = -1000$ (a), -200 (b), 100 (c) e 500 cm (d), para uma onda incidente de $T = 1.5$ s e $H = 10$ cm.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento concedido através dos projetos HIDRALERTA – PTDC/AAC-AMB /120702/2010 e EROS – PTDC/CTE-GIX/111230/2009, e o apoio financeiro do centro de investigação IDMEC/IST. O trabalho desenvolvido foi efetuado no âmbito da licença sabática de José M. P. Conde no LNEC. Agradecem também às alunas Mariana Fernandes e Ana Mesquita a ajuda na realização dos ensaios.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Conde, J.M.P., Capitão, R., Neves, M.G. e Fortes, C.J.E.M., 2012. “Comparação de diversas técnicas de absorção passiva de ondas com avaliação da agitação incidente e refletida em canal”. In Proc. 2.^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica. Instituto Hidrográfico, Lisboa, Portugal.
- Endres, L., Neves, D.R.C.B., Didier, E., Fortes, C.J.E.M., Okamoto T., 2011. “Avaliação do desempenho de modelos numéricos na simulação de ondas ao longo de um canal de ondas”. In Proc. Congresso de Métodos Numéricos em Engenharia, CMNE2011, Coimbra, Portugal.
- Okamoto, T., Fortes, C.J.E.M., Basco, D.R., 2010. “Bore Propagation Speed at the Termination of Wave Breaking”. In Proc. of 32nd International Conference on Coastal Engineering, Shanghai, China.
- Neves, D.R.C.B., Endres, L., Fortes, C.J.E.M., Okamoto T., 2011. “Physical modelling of wave propagation and wave breaking in a wave channel”. In Proceedings of the 5th SCACR International Short Conference on Applied Coastal Research, Aachen, Germany.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

METODOLOGIA PARA A PROSPECÇÃO DE CENÁRIOS RELACIONADOS À CONSTRUÇÃO DE PORTOS URUGUAIOS NA REGIÃO DA LAGOA MIRIM

Cástulo Eizmendi Fossati¹, Milton Luiz Paiva de Lima² e Ana Maria Volkmer de Azambuja³

¹ Universidade Federal do Rio Grande - FURG

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

e-mail: castulo@motevideo.com.uy

² Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Escola de Engenharia - EE

*e-mail: miltonlima@furg.br

³ Universidade Federal do Rio Grande

Instituto de Matemática, Estatística e Física - IMEF

*e-mail: anamariaazambuja@hotmail.com

RESUMO

O deslocamento da produção uruguaia para o leste do país de produtos que tradicionalmente eram produzidos em outras regiões traz como uma consequência relevante a geração de fluxos de cargas, sendo que tais fluxos de carga potencialmente poderiam ser escoados pelo corredor de transportes da Hidrovia da Lagoa Mirim e da Lagoa dos Patos. No presente estudo são determinados, mediante a aplicação dos métodos Grumbach, Delphi e Matriz de Impactos Cruzados, os eventos e os cenários futuros que podem vir a ocorrer se os portos uruguaiois, projetados para serem implantados na região da Lagoa Mirim, efetivamente forem construídos. Tais eventos consideram o ambiente econômico e social, bem como os principais atores presentes no sistema, tais como órgãos públicos e órgãos privados. Foi dada ênfase à questão de implantação das novas instalações portuárias supracitadas, considerando aspectos logísticos, laborais, educativos, comerciais e ambientais. Neste contexto, os objetivos principais do trabalho foram a prospecção dos distintos cenários e a sua probabilidade de ocorrência, assim como a determinação da correlação entre os distintos eventos, considerando os graus de motricidade e dependência de cada um. Entende-se que os resultados obtidos possam ser considerados no processo de tomada de decisões de ordem estratégica, no que diz respeito à implantação das instalações portuárias uruguaiois supracitadas, por parte dos decisores.

Palavras-chave: *prospecção de cenários, método Grumbach, Método Delphi, Matriz de Impactos Cruzados, portos.*

1. INTRODUÇÃO

O mundo de hoje cresce em complexidade e de maneira acelerada. Assim, com este panorama é que a atividade humana em geral tem que se deparar no presente, ainda mais na área comercial e empresarial, em que a aleatoriedade nas mudanças do mercado e a globalização da economia tem um papel de fundamental importância na estruturação do ambiente em que as empresas se desenvolvem (Almeida e Fischmann, 1998). Esse futuro com esse grau de incerteza ambiental traz para as empresas dois fatores: ameaças e oportunidades. Neste contexto torna-se vital para qualquer empreendimento saber quais são e onde estão inseridos tais fatores.

O objetivo geral deste trabalho é desenvolver uma metodologia para a construção de cenários que ajudem no planejamento estratégico do escoamento das cargas do Uruguai, especialmente na região da Lagoa Mirim. A aplicação prática terá como foco os projetos de construção dos terminais portuários nos rios Cebollati e Tacuari na região da referida lagoa.

O estudo dos impactos gerados pela construção dos terminais portuários anteriormente citados é assunto relevante, pois os mesmos podem vir a constituir uma parte importante de um vasto corredor de cargas da região que inclui: Lagoa Mirim, Porto do Rio Grande, Lagoa dos Patos e a região de São Paulo, entre outros possíveis destinos em território brasileiro. Vários fatores contribuem para isto: o crescimento da produção em alguns setores, o deslocamento da produção para zona nordeste do Uruguai e as modificações e ampliações sofridas pelo porto do Rio Grande nos últimos anos.

2. METODOLOGIA

Neste trabalho inicialmente serão utilizados o Método Delphi e o Método da Matriz de Impactos Cruzados (Alvarenga e Novaes, 1994, Camargo, 2005, Grumbach, 2009 e Paula, 2009), que são técnicas usadas na prospecção de cenários futuros e que são utilizadas para ajudar na decisão estratégica de empresas ou órgãos que se deparam com mudanças em cenários de ordem comercial, econômica, tecnológicas, etc.

O passo inicial para a aplicação desta técnica é a determinação de um grupo de peritos que serão consultados repetidas vezes ao longo do trabalho com o fim de estabelecer, mediante uma dinâmica de retroalimentação, quais são os eventos futuros e os cenários, sendo que estes últimos são definidos pelas probabilidades dos eventos considerados.

Usando como base teórica o Método Grumbach de decisão estratégica e utilizando-se o programa computacional PUMA foram selecionados 65 cenários de um total de 1024, ordenados em forma decrescente em relação a sua probabilidade de ocorrência. Também foi obtida uma matriz de impactos com as respectivas somas de dependência e motricidade de cada evento, junto com a respectiva representação gráfica da dependência e da motricidade, indicando a posição de cada evento no gráfico. O referido gráfico é dividido em quatro quadrantes, que revelam as categorias a que pertence cada um dos eventos: de explicação, de ligação, autônomos e de resultado.

No procedimento de coleta de dados foram enviados os mapas de opinião, para cada perito, correspondentes a cada uma das etapas de consulta, sendo estas três no total, as quais serão descritas brevemente a seguir.

- Primeira etapa:

Começou a ser aplicada no mês de maio de 2012, os contatos com especialistas e peritos foi feito pelo conhecimento pessoal do entrevistador em alguns casos, e na maioria por telefones e endereços obtidos de informações publicadas por empresas, organizações e instituições. Uma vez definido o grupo e contatado por telefone a maioria dos participantes, não sendo necessário o contato pessoal com nenhum deles, procedeu-se a primeira consulta, constituindo-se na primeira etapa de coleta de dados. Assim, obteve-se um total de 27 eventos futuros, propostos por 10 participantes. Com estes eventos foi realizada uma primeira seleção. Grumbach (2009) sugere o uso de 15 eventos; no caso em tela, foram adotados 16 eventos, levando em conta o alto grau de pertinência apresentado pelos eventos considerados.

- Segunda etapa:

Com base nos 16 eventos selecionados na primeira etapa foi proposto aos peritos participantes um “mapa de opinião” a ser preenchido, no qual os mesmos deveriam atribuir pontuações a cada evento, considerando: a sua probabilidade de ocorrência, o grau de pertinência e uma nota de auto avaliação, sendo que esta última referia-se ao grau de conhecimento do participante (perito) a respeito do evento considerado. É interessante mencionar que a quantidade de respostas obtidas nesta etapa foi maior do que na primeira (22 respostas). Uma possível explicação para isso seja pelo fato desta etapa exigir apenas como resposta a atribuição de uma pontuação a cada evento, sendo menos complexa que a primeira etapa.

Os eventos considerados estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1: Descrição dos eventos considerados

Notação do Evento	Descrição do Evento
E1	Embarque de madeira industrializada com destino aos Estados Unidos e Europa e não industrializada com destino ao Vietnã, unitizada em contêineres, pelo Porto do Rio Grande.
E2	O surgimento de rotas de turismo, conjuntamente com as rotas de cargas, como uma consequência da construção dos terminais portuários de Cebollati e Tacuari.
E3	Aumento da demanda energética da região de construção dos terminais portuários.
E4	As atividades econômicas que se desenvolverão por causa da implantação dos portos, incluindo as prestações de serviços diretos e indiretos, competirão em importância com

	outras atividades mais tradicionais.
E5	Instalação de indústrias que agreguem valor às matérias primas.
E6	Os portos construídos demandarão da região uma série de serviços para os quais a região deve estar preparada, uma vez que constituirão uma oportunidade de desenvolvimento.
E7	Observar-se-á um aumento da densidade demográfica da região e aumento da oferta de empregos.
E8	Produzir-se-á um processo de interação com outras culturas e até de substituição dos valores culturais da região.
E9	Aumentará a integração entre sindicatos, câmaras de comércio e indústrias, centros educativos, centros comunitários e demais atores sociais, a fim de trabalhar com propósitos comuns.
E10	Inicialmente ocorrerá um incremento no volume de transporte das cargas regionais, posteriormente ocorrerá uma atração de cargas menos sensíveis ao valor do frete, e também uma nova produção de produtos industrializados.
E11	Desenvolvimento necessário de infraestruturas de comunicação e transporte.
E12	Construção da ponte entre Charqueada e Cebollatí, devido ao movimento de cargas gerado pela construção do porto no Rio Cebollatí.
E13	Descentralização marítima, uma vez que haverá a atracação de barcos pesqueiros que hoje atracam no Porto de Montevideo.
E14	Descentralização das exportações dos pontos de vista operacional e administrativo, uma vez que haverá uma maior fluidez no processo de fiscalização dos embarques e trâmites de fronteira.
E15	Aumento do trânsito de mercadorias de forma ilegal, sem controles sanitários e de qualidade, que prejudicará o desenvolvimento da região, como historicamente tem ocorrido.
E16	Aumento na intensidade do uso do território, maior pressão sobre os recursos naturais e também maiores possibilidades de incremento de conflitos e deteriorações ambientais em todas suas dimensões.

Ainda nesta etapa foi aplicado o programa computacional PUMA e obtidos os resultados apresentados na Tabela 2. Observando-se esta Tabela pode-se verificar que foram selecionados dez eventos, levando-se em conta primeiramente a pertinência de cada evento e, em caso de empate neste critério, foi considerada a probabilidade de ocorrência do evento.

- Terceira etapa:

A aplicação desta etapa também foi baseada na opinião de especialistas e peritos (mapa de opinião), sendo que os dados coletados serviram para elaborar a chamada Matriz de Impactos Cruzados. Tal matriz serve como uma complementação do Método Delphi e é um dado importante para que o programa PUMA possa fazer uma estimativa de quais cenários tem a maior probabilidade de ocorrer. Adicionalmente, o programa também faz uma análise a respeito da motricidade e da dependência de cada um dos eventos considerados. A motricidade é a capacidade que cada evento tem de influenciar a probabilidade de ocorrência dos outros, e a dependência é a capacidade que o evento tem de ser influenciado.

Tabela 2: Eventos selecionados com o uso do programa PUMA em ordem de Pertinência

Notação do Evento	Probabilidade Média	Pertinência Média	Auto Avaliação	Respostas	Desvio Padrão	Selecionado?
E11	84	7,64	7	22	14,70	Sim
E6	84	7,50	7	22	16,73	Sim
E4	80	7,23	7	22	23,25	Sim
E12	63	6,95	6	22	21,95	Sim
E14	74	6,91	6	22	21,83	Não
E10	76	6,91	6	22	18,01	Sim
E7	79	6,86	6	22	18,64	Sim
E5	69	6,77	7	22	20,42	Sim
E1	65	6,77	6	22	15,09	Sim
E3	81	6,36	6	22	22,68	Não
E9	66	6,23	6	22	24,55	Sim
E16	59	6,14	7	22	28,89	Sim
E13	50	5,18	5	22	33,00	Não
E2	57	5,14	5	22	22,77	Não
E8	49	4,59	6	22	25,35	Não
E15	45	4,41	5	22	24,28	Não

3. RESULTADOS

Como principal resultado obtido nesta aplicação teve-se a obtenção de cenários. Tais cenários são descrições distintas das possíveis realidades em que o sistema pode-se encontrar em um tempo futuro. No caso em estudo considerou-se como horizonte o ano de 2020. É importante salientar que um cenário diferencia-se de outro pela ocorrência ou não de cada um dos eventos considerados no mesmo.

Nesse estudo foram obtidos pelo programa PUMA 65 cenários, de um total de 1024, que é a quantidade possível de ser gerada a partir dos dez eventos selecionados. A Figura 1 apresenta parcialmente uma saída do programa PUMA, onde são apresentados alguns dos referidos cenários.

Cenários	Prob.(%)	1-Embarq	4-La activ	5-Instalac	6-El puert	7-Inciden	9-Integra	10-aumen	11-Desarr	12-Constr	16-Increm
Cenário 1	31,8026667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 2	10,0146667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 3	6,5506667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre
Cenário 4	5,8760000	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 5	3,9953333	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 6	2,2880000	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 7	2,2833333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Não
Cenário 8	1,9366667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 9	1,7753333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 10	1,6220000	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 11	1,6026667	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 12	1,4626667	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 13	1,2906667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre
Cenário 14	1,0566667	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre
Cenário 15	0,9900000	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 16	0,9093333	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 17	0,9053333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre
Cenário 18	0,8573333	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 19	0,7286667	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 20	0,6533333	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre
Cenário 21	0,6393333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 22	0,5866667	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 23	0,5293333	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não
Cenário 24	0,5040000	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Não	Ocorre
Cenário 25	0,4633333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Não	Não
Cenário 26	0,4606667	Não	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre
Cenário 27	0,4213333	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre	Ocorre	Ocorre	Não	Ocorre

Fig. 1: Saída parcial do programa PUMA apresentando cenários

Observando-se a Figura 1, nota-se que os cenários estão classificados em ordem decrescente de probabilidade de ocorrência: o cenário mais provável tem 31,80 % de probabilidade de ocorrer e nele ocorrem todos os eventos.

Também foi obtida uma Matriz de Impactos Medianos. Com base nesta matriz, obteve-se um gráfico que relaciona a dependência e a motricidade de cada evento, o qual pode ser visto na Figura 2.

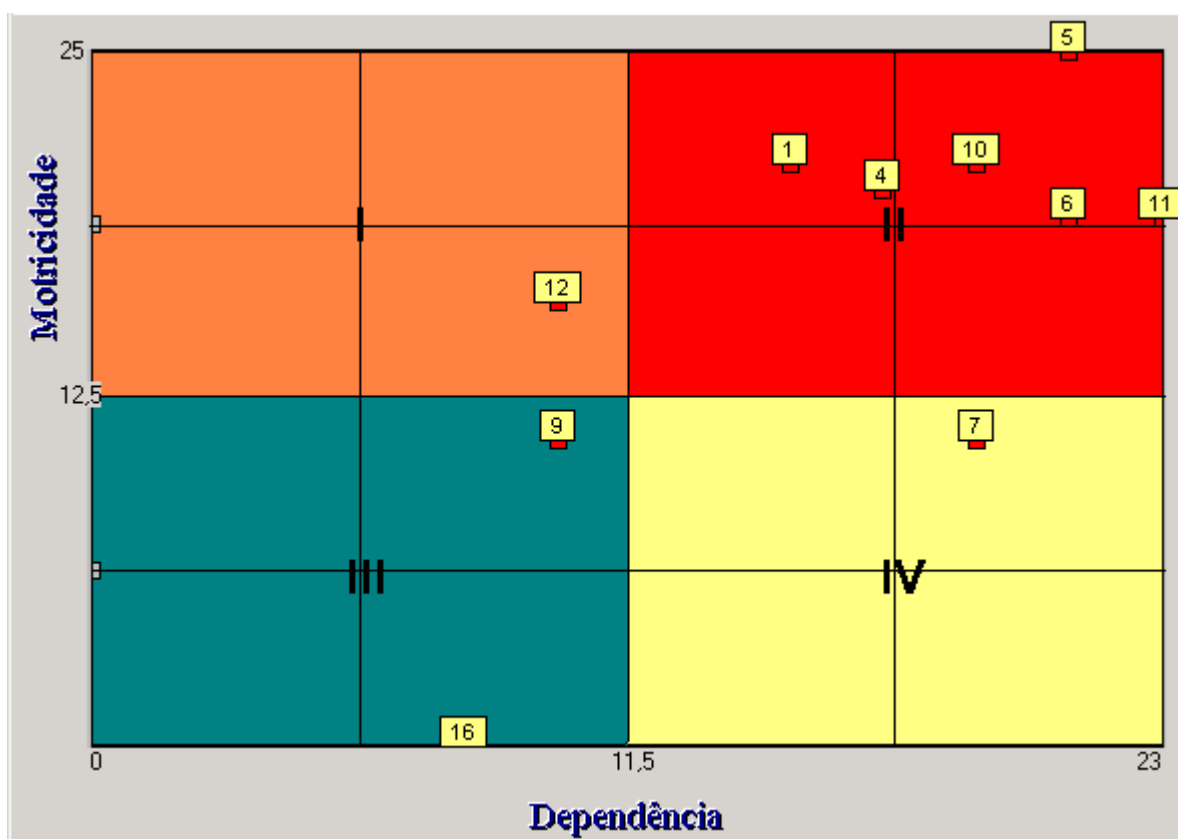


Figura 2: Gráfico Motricidade x Dependência

Neste gráfico pode-se observar a classificação dos eventos em distintas categorias. Os eventos fazem a descrição do ambiente, desde a perspectiva das dimensões consideradas.

Com base nas variáveis Dependência e Motricidade os eventos classificam-se em: eventos de explicação, de ligação, autônomos e de resultado, conforme eles pertençam, respectivamente, ao I, II, III ou IV quadrante do gráfico apresentado na Figura 2.

Os eventos de explicação são aqueles que qualquer ação sobre eles repercute na probabilidade de ocorrência dos demais eventos (tem alta motricidade e baixa dependência). Os eventos de ligação são aqueles em que uma ação sobre eles repercute sobre a probabilidade de ocorrência dos demais e também na probabilidade de ocorrência dele próprio (tem alta motricidade e alta dependência). Já os eventos autônomos tem a sua probabilidade de ocorrência independente dos demais eventos (tem baixa dependência e baixa motricidade). Finalmente, os eventos de resultado são aqueles que são sensíveis a qualquer ação em qualquer outro evento (tem baixa motricidade e alta dependência).

De acordo com os resultados obtidos (vide Figura 2) o evento E12 foi o único evento explicativo, o E9 e o E16 foram considerados eventos autônomos, o E7 foi considerado um evento de resultado e os demais foram classificados como eventos de ligação.

Estes resultados proporcionam ao decisor uma referência para a determinação dos cenários em relação a empresa ou órgão ao que pertença. Geralmente os cenários levados em conta para a decisão estratégica são os de tendência, o ideal e o cenário mais provável (Grumbach 2009).

4. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a todos os que colaboraram com este trabalho de distintas formas, e especialmente aos peritos e pessoal qualificado das empresas, órgãos públicos e instituições uruguaios pela paciência, seriedade e dedicação com que abordaram as distintas etapas de participação.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Martinho.I.R, FISCHMANN, Adalberto.A, 1998. A Globalização e os desafios estratégicos. XI congresso da Slade (Sociedade Latino Americana de Estratégia).

CAMARGO, Odair, 2005. Metodología para Planejamento Estratégico de Corredores de Transporte de Carga usando Cenários Prospectivos. UFSC.

GRUMBACH, Raul José Dos Santos, 2009. Método Grumbach de Gestión Estratégica. RJ e Trujillo Perú.

NOVAES, Antonio Galvão N.,ALVARENGA, Antonio Carlos,. Logística Aplicada: suprimento e distribuição. 2. ed.. São Paulo: Pioneira 1994.

PAULA, Monica Silva De, 2009. Cenários futuros para o transporte de produtos florestais não madeireiros no interior do estado do Amazonas. UFRJ.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluídos neste artigo.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

REDUÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO EM CONCRETOS: TRATAMENTOS SUPERFICIAIS

Bruna A. Ferronato¹, André T. C. Guimarães², Felipe T. Rodrigues³, Felipe Magalhães⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Av. Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: bruna_ferronato@live.com

² Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Av. Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: atcg@vetorial.net

³ Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Av. Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: ftrez@bol.com.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia, Av. Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: atcg@vetorial.net

RESUMO

O grau de saturação (GS) está ligado diretamente à difusão de cloretos. Baseando-se nisto utilizou-se tratamentos superficiais com o objetivo de diminuir o GS. Sendo assim, um concreto que apresente um considerável perfil de cloreto, mas ainda apresenta sua armadura de aço intacta, pode ser revestido adequadamente e ter sua vida útil residual aumentada, não só, pela diminuição do GS que este revestimento acarretará, mas também, pela barreira física formada dificultando a entrada de mais cloretos. Para este fim, foram analisadas e comparadas amostras sem tratamento (testemunhos de referência) e amostras revestidas com três tipos de tratamentos superficiais: hidrofugante, pintura acrílica e pintura epóxi. Assim, oito testemunhos foram expostos ao ambiente sem tratamentos superficiais, após um tempo de exposição seis destes testemunhos foram revestidos, dois para cada tipo de tratamento superficial, restando dois testemunhos sem revestimento para ser utilizados como referência. Desta forma, verificou-se, que os testemunhos revestidos obtêm GS inferiores aos do concreto de referência, explicitando a importância deste estudo.

Palavras-chave: grau de saturação, difusão de cloretos, tratamentos superficiais, vida útil.

1. INTRODUÇÃO

Este trabalho busca analisar a influência de tratamentos superficiais na redução do grau de saturação (GS) nas estruturas de concreto para que se possa combater o ataque de cloretos e sulfatos, pois o GS está ligado diretamente à difusão de cloretos (Guimarães, 2000; Guimarães e Helene, 2007; Climent et al., 2002). Assim, buscou-se diminuir este coeficiente de difusão diminuindo GS através de uma camada de revestimento, a qual deve apresentar pouca permeabilidade e permitir que a água absorvida evapore, a fim de que não haja retenção de umidade pelo concreto. Portanto, este trabalho terá como objetivo estudar três tipos de revestimento que possam reduzir o GS de um concreto exposto às intempéries, sendo um revestimento com hidrofugante e os outros dois com pintura formadora de película: pintura a base epóxi e pintura a base acrílica.

2. EXPERIMENTO

2.1 Materiais

Tal experimento foi realizado com concreto contendo cimento do tipo CP V RS-ARI (cimento de alta resistência inicial e resistente a sulfato), areia quartzosa atuando como agregado miúdo e brita granítica atuando como agregado graúdo. Estando, as especificações e características principais destes materiais, respectivamente, discriminadas nas Tab. 1, 2 e 3. Para homogeneização da mistura foi utilizada água potável, resultando em um traço com 52% de teor de argamassa seca, tal traço, juntamente com abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco, estão especificados na Tab. 4 e, suas resistências à compressão aos 28 dias e 60 dias estão apresentadas na Tab. 5.

Tabela 1. Características do cimento utilizado

Item de Controle	Unid.	Média	Desvio	Mínimo	Máximo
Material Retido #200 (mesh)	%	0,05	0,05	0,00	0,10
Material Retido #325 (mesh)	%	0,80	0,14	0,60	1,20
Blaine	cm ² /g	5026	53	4930	5120
Água de Consistência	%	29,27	0,11	29,00	29,50
Início de Pega	Horas	3:56	0:19	3:30	4:35
Fim de Pega	Horas	5:07	0:19	4:40	5:50
Expansibilidade a Quente	mm	0,40	0,44	0,00	1,00
Resistência R1	MPa	23,09	0,76	21,90	24,40
Resistência R3	MPa	34,22	0,70	32,90	35,60
Resistência R7	MPa	38,63	0,61	37,20	39,90
Resistência R28	MPa	48,01	0,77	46,60	49,30
Perda ao Fogo	%	3,28	0,15	2,88	3,61
SiO ₂	%	23,34	0,36	22,14	23,83
AL ₂ O ₃	%	7,24	0,16	6,85	7,55
Fe ₂ O ₃	%	3,30	0,04	3,24	3,38
CaO	%	52,40	0,43	51,47	53,62
MgO	%	5,85	0,07	5,70	6,04
K ₂ O	%	1,06	0,01	1,02	1,08
Na ₂ O	%	0,07	0,00	0,07	0,07
SO ₃	%	3,25	0,09	3,09	3,42
Resíduo Insolúvel	%	12,84	0,68	11,26	13,83
CO ₂	%	2,15	0,15	1,83	2,46
Massa Específica deste cimento: 2,99 g/cm ³					

Tabela 2. Características da areia utilizada

Peneiras		PESO (g)	% Retido	% Acumulado	NBR 7211/1983	
Número	Abertura (mm)				Ótima (%)	Utilizável (%)
3/8"	9,5	0,00	0,00	0,00		
4	4,8	0,33	0,03	0,03	3 - 5.	0 - 3
8	2,4	17,03	1,56	1,59	29 - 43	13 - 29
16	1,2	112,53	10,33	11,92	49 - 64	23 - 49
30	0,6	384,05	35,26	47,19	68 - 83	42 - 68
50	0,3	438,93	40,30	87,49	83 - 94	73 - 83
100	0,15	125,08	11,48	98,97	93 - 98	88 - 93
200	0,075	7,98	0,73	99,70	< 3%	< 5%
Resíduo		3,25	0,30	100,00	-	-
Soma		1089,15	100	247,19		
			Módulo de finura	2,47		

Tabela 3. Características da brita utilizada

PENEIRAS Abertura da malha em mm	MATERIAL Retido em g	PERCENTAGEM EM PESO	
		Percentagem retida	Percentagem retida acumulada
76,00	0,00	0,00	0,00
50,00	0,00	0,00	0,00
38,00	0,00	0,00	0,00
25,00	0,00	0,00	0,00
19,00	9,25	0,10	0,10
9,50	7543,30	83,81	83,92
4,80	949,00	10,54	94,46
2,40	132,90	1,48	95,94
1,20	129,60	1,44	97,38
0,60	62,10	0,69	98,07
0,30	44,66	0,50	98,56
0,15	40,45	0,45	99,01
<0,15	88,75	0,99	100,00
TOTAIS	9000	100,000	767,44
PESO ESPECÍFICO APARENTE:		1,73 kg/l	
PESO ESPECÍFICO ABSOLUTO:		2,59 kg/l	
DIÂMETRO MÁXIMO:		19 mm	
MATERIAL PULVERULENTO:		1,63 %	
MÓDULO DE FINURA:		6,67	

Tabela 4. Traço, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco

Concreto	Traço (c : a : b : a/c)	Abatimento (cm)	Massa esp. fresca (kg/m ³)	Consumo de cimento (kg/m ³)
Traço H1 (1:5:0,54)	1 : 2,12 : 2,88 : 0,55	9,5	2320	355

Tabela 5. Resistência à compressão

Traço	Resistência média 28 dias (MPa)	Resistência 60 dias (MPa)
H1	39,19	46,33

2.2 Método de ensaio da variação do GS

Neste estudo foi empregado o método desenvolvido por de Guimarães (2000, 2005), o qual consiste nas etapas descritas a seguir.

Para confeccionar os testemunhos de medição da variação de GS são moldados blocos de concreto com dimensões de 150 mm X 150 mm X 300 mm, dos quais são extraídos os testemunhos finais com aproximadamente 100 mm de diâmetro e 40 mm de espessura. Então, estes devem ser ensaiados para que se obtenha a massa seca, a massa específica seca, os índices de vazios e a absorção máxima destas amostras, de acordo com ASTM 642 (1990). Após esse processo os testemunhos são inteiramente impermeabilizados com uma camada de silicone, ficando apenas uma face plana descoberta.

Neste experimento foram utilizados oito testemunhos, extraídos da posição HL (Fig. 1), com face vertical exposta ao sul (Fig. 2). Nos anos 2007 e 2008 foram obtidos os graus de saturação de todos os testemunhos sem tratamento superficial.

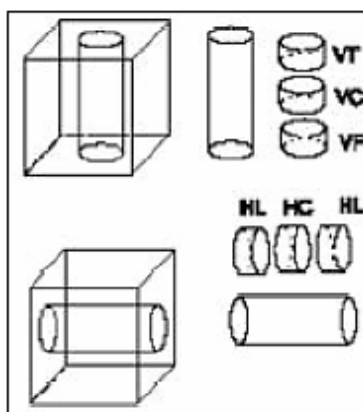


Figura 1. Posição de extração dos testemunhos



Figura 2. Rack com testemunhos para a medição do GS desta e de outras pesquisas

No início do ano de 2009 seis testemunhos receberam revestimento e outros dois continuaram sem revestimento, sendo estes dois mantidos como testemunhos de referência (R). As outras amostras foram separadas em pares, recebendo pintura epóxi (E); pintura acrílica (A) ou hidrofugante (H).

A pintura epóxi foi aplicada em uma demão de MASTERTOP 55 - BASF (sistema para imprimação de epóxi e poliuretano), enquanto que a pintura acrílica foi aplicada em duas demãos de MASTERSEAL F 1370 PLUS – BASF (verniz acrílico, base solvente), ambos os revestimentos são formadores de película superficial, sendo a repintura do epóxi recomendada em média a cada 10 anos e a repintura acrílica a cada 4 ou 5 anos.

Já o tratamento com hidrofugante foi aplicado em duas demãos de MASTERSEAL F 1350 – BASF (a base de silano-siloxano) e sua repintura é recomendada em média a cada 7 anos.

Na Figura 3, observa-se a localização geográfica do Campus Cidade FURG, local este onde se encontra o mencionado rack com os testemunhos.



Figura 3. Distância do ponto FURG, local onde se encontra o rack, até o canal de acesso do porto de Rio Grande – RS. Adaptado do Google Earth.

As medições ocorreram semanalmente e foram realizadas através da pesagem dos testemunhos expostos no rack e aplicação dos valores na Eq.1, já que com medições semanais se obtém uma amostra representativa da estação do ano (SOUZA, 2005).

$$GS = (((MGS - Mseca) / Mseca) \cdot 100 / A) \cdot 100 \quad (1)$$

Onde,

- GS – grau de saturação em %;
- MGS – massa do corpo de prova para o GS previsto em g;
- Mseca – massa do corpo de prova seco em g;
- A – absorção por imersão após fervura em %, conforme ASTM C 642 (1990);

3. RESULTADOS E ANÁLISE

As Tabelas de 6 a 9 demonstram os Graus de Saturação (GS), juntamente com a diminuição (D) deste em percentual nos anos de aplicação dos tratamentos superficiais em relação ao GS médio dos anos de 2007 e 2008, nos quais nenhum testemunho havia sido revestido.

Tabela 6 – Valores de GS para a estação de verão

VERÃO - 2009					
Verão	Média 07/08	2009	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	44,19	44,45	0,6	0,2	-
R2	37,57	37,49	-0,2		
E1	37,88	36,91	-2,5	-3,5	-3,7
E2	51,68	49,36	-4,5		
A1	43,55	43,16	-0,9	-0,3	-0,5
A2	40,41	40,51	0,3		
H1	43,80	41,79	-4,6	-2,2	-2,4
H2	43,42	43,52	0,2		
VERÃO - 2010					
Verão	Média 07/08	2010	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	44,19	44,22	0,1	0,1	-
R2	37,57	37,59	0,1		
E1	37,88	34,44	-9,1	-8,8	-8,9
E2	51,68	47,22	-8,6		
A1	43,55	42,23	-3,0	-3,5	-3,5
A2	40,41	38,83	-3,9		
H1	43,80	40,81	-6,8	-3,9	-4,0
H2	43,42	42,96	-1,0		
VERÃO - 2011					
Verão	Média 07/08	2011	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	44,19	41,99	-5,0	-5,4	-
R2	37,57	35,41	-5,7		
E1	37,88	33,92	-10,4	-11,9	-6,6
E2	51,68	44,75	-13,4		
A1	43,55	41,80	-4,0	-5,4	-0,1
A2	40,41	37,64	-6,8		
H1	43,80	40,21	-8,2	-5,7	-0,3
H2	43,42	42,06	-3,1		

Tabela 7 – Valores de GS para a estação de outono

OUTONO - 2009					
Outono	Média 07/08	2009	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	47,96	48,53	1,2	-2,6	-
R2	42,35	39,67	-6,3		
E1	41,07	36,67	-10,7	-13,9	-11,3
E2	59,05	49,01	-17,0		
A1	48,14	43,81	-9,0	-7,7	-5,2
A2	44,53	41,63	-6,5		
H1	47,80	42,56	-11,0	-10,8	-8,3
H2	49,27	43,99	-10,7		
OUTONO - 2010					
Outono	Média 07/08	2010	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	47,96	46,65	-2,7	-4,2	-
R2	42,35	39,93	-5,7		
E1	41,07	35,70	-13,1	-16,7	-12,5
E2	59,05	47,04	-20,3		
A1	48,14	42,96	-10,8	-10,9	-6,7
A2	44,53	39,57	-11,1		
H1	47,80	41,78	-12,6	-12,2	-8,0
H2	49,27	43,44	-11,8		

Tabela 8 – Valores de GS para a estação de inverno

INVERNO - 2009					
Inverno	Média 07/08	2009	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	52,87	50,28	-4,9	-9,2	-
R2	49,72	43,04	-13,4		
E1	45,32	37,62	-17,0	-13,9	-4,8
E2	70,27	62,65	-10,8		
A1	53,75	44,83	-16,6	-15,5	-6,3
A2	50,08	42,91	-14,3		
H1	52,03	43,06	-17,2	-17,3	-8,1
H2	54,82	45,32	-17,3		
INVERNO - 2010					
Inverno	Média 07/08	2010	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	52,87	47,36	-10,4	-13,5	-
R2	49,72	41,47	-16,6		
E1	45,32	36,44	-19,6	-26,0	-12,5
E2	70,27	47,43	-32,5		
A1	53,75	43,37	-19,3	-19,9	-6,4
A2	50,08	39,84	-20,4		
H1	52,03	42,31	-18,7	-19,3	-5,8
H2	54,82	43,89	-19,9		

Tabela 9 – Valores de GS para a estação de primavera

PRIMAVERA - 2009					
Primavera	Média 07/08	2009	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	47,88	46,83	-2,18	-5,3	-
R2	44,1	40,34	-8,45		
E1	41,9	36,6	-12,63	-15,7	-10,4
E2	60,1	48,79	-18,82		
A1	48,4	43,4	-10,38	-10,3	-5,0
A2	45,5	40,9	-10,19		
H1	48,0	41,42	-13,66	-15,0	-9,7
H2	52,4	43,87	-16,33		
PRIMAVERA - 2010					
Primavera	Média 07/08	2010	D - %	Dmédia-%	DE %
R1	47,9	43,21	-9,74	-13,0	-
R2	44,1	36,92	-16,21		
E1	41,9	33,78	-19,36	-21,7	-8,7
E2	60,1	45,69	-23,98		
A1	48,4	41,39	-14,53	-16,0	-3,0
A2	45,5	37,62	-17,39		
H1	48,0	40,07	-16,48	-18,1	-5,1
H2	52,4	42,14	-19,63		

Admitindo-se como marco uma média entre os GS dos anos de 2007 e 2008, nos anos que seguem, percebe-se uma diferença no GS, mesmo dos testemunhos sem aplicação de tratamento superficial. Tal diferença ocorre, provavelmente, por fatores climáticos referentes à exposição ao meio ambiente.

Desta forma, para analisar a diminuição efetiva (DE) causada pelos tratamentos superficiais, abateu-se do percentual de redução de GS dos testemunhos revestidos, a média destes mesmos dados relacionados aos testemunhos de referência. Assim, obteve-se um percentual livre de fatores externos, relatando apenas a ação real dos revestimentos. Entretanto, não há certeza de que essa média dos percentuais de redução do GS dos testemunhos de referência deveria ser totalmente considerada para essa compensação de dados, pois essa diferença de GS, citada anteriormente, pode estar relacionada a outros fatores como até mesmo propriedades do próprio concreto e não apenas à exposição dos testemunhos ao meio ambiente.

Os tratamentos superficiais foram aplicados no início do verão de 2009. Portanto os concretos estavam com os menores GS em relação a outras estações do ano. Assim, nos verões de 2009, 2010 e 2011 o GS dos concretos com tratamento superficial tiveram pouca DE em relação à média de 2007/2008.

Observando a tabela, nota-se uma inconstância de aumento e diminuição do GS, o qual decresce do ano de 2009 à 2010, mas chega à um DE insatisfatório no verão de 2011. Este comportamento irregular na variação de DE pode ser atribuída ao erro relativo ao abatimento total do percentual de redução de GS, supostamente referente ao clima, citado anteriormente.

Ainda assim, entre o outono e o inverno, obteve-se uma DE de até 12,5% para tratamentos com pintura a base epóxi e de até 9,7% para tratamentos com hidrofugante. Perante estes dados, definem-se estes tratamentos como os de melhor desempenho, considerando que o tratamento com tinta de base acrílica teve uma DE média de apenas 6%.

Para estabelecer um grau comparativo admitiu-se como critério valores obtidos por Rodrigues (2009) para o mesmo concreto exposto em diferentes posições: em testemunhos no mesmo rack em igual posição; em testemunhos virados para baixo, simulando concreto em ambiente aberto protegido de intempéries e em testemunhos em ambiente de laboratório. Rodrigues (2009) comparou o GS dos testemunhos virados para baixo e em ambiente de laboratório com os testemunhos do rack expostos ao sul, obtendo, no primeiro caso, uma redução de 10% no verão a 30% no inverno; já no segundo caso, uma redução de aproximadamente 25% no verão a 40% no inverno.

4. CONCLUSÕES

Todos os tratamentos cumpriram a expectativa de diminuir os GS em relação ao concreto de referência. Entretanto, apesar de significativas, as diminuições de GS não atingiram os valores esperados, os quais se equivaleriam aos de um concreto protegido das intempéries. Contudo, pode-se constatar que os melhores desempenhos, geralmente, foram averiguados nas superfícies tratadas com tinta a base epóxi e com hidrofugante. Desta forma, espera-se que surjam novas pesquisas neste parâmetro, analisando novos tipos de revestimentos que apresentem um desempenho mais relevante perante níveis críticos de umidade, examinando também a viabilidade de tratar superfícies de concreto em peças já confeccionadas e atuantes estruturalmente, com a finalidade de desacelerar a ação dos cloretos e estimar um tempo de vida útil maior para esta estrutura.

5. REFERÊNCIAS

- CLIMENT, M. A.; VERA, G.; LÓPEZ, J. F.; VIQUEIRA, E.; ANDRADE, C. A test method for measuring chloride diffusion coefficients through nonsaturated concrete – Part I: The instantaneous plane source diffusion case. *Cement and concrete Research*, v 32, 2002, p. 1113-1123.
- GUIMARÃES, A. T. C. Vida útil de estruturas de concreto armado em ambientes marítimos. São Paulo, 2000. Tese (Doutorado), Universidade de São Paulo - PCC/USP, Engenharia Civil.
- GUIMARÃES, A. T. C. ; HELENE, P. R. L . Models of variation of chloride ion diffusion as a function of changes in the saturation degree (SD) of concrete mixes prepared with pozzolanic cement. In: International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures, 2007, Guimarães. International RILEM Workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures. França : RILEM Publications S.A.R.L., 2007. p. 63-70.
- RODRIGUES, F. T. Medição do grau de saturação e sua difusão de íons cloreto em concretos executados com cimento de alta resistência inicial. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica) - Universidade Federal do Rio Grande



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

GRAU DE SATURAÇÃO (GS) DO CONCRETO: APLICAÇÃO DO MODELO DE SANTA POLA – ALICANTE – ESPANHA À RIO GRANDE – RS - BRASIL

Daniel Meireles Dias¹, André.T.C.Guimarães², Miguel Àngel Climent³, Carlos Antón Gil³, Eduardo Vílchez⁴
Ana Maria V. de Azambuja²

¹ Mestrando do curso de Engenharia Oceânica – Universidade Federal do Rio Grande - Furg
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
dm.dias@bol.com.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
atcg@vetorial.net

³ Universidade de Alicante, Alicante, Espanha
Departamento de Engenharia de Construção, Obras Públicas e Infra Estrutura Urbana
ma.climent@ua.es

⁴ Master em Ingenieria de los Materiales, Agua y Terreno, Universidade de Alicante, Alicante, Espanha
Departamento de Engenharia de Construção, Obras Públicas e Infra Estrutura Urbana
efvl@alu.ua.es

RESUMO

O grau de saturação (GS) é um dos principais fatores na intensidade de penetração do cloreto no concreto (Guimarães, 2000, 2005, 2007, Climent et al., 2002, Antón Gil, 2009). Peraça (2009) determinou modelos de GS em função de medições meteorológicas utilizando corpos de provas expostos em Rio Grande –RS- Brasil. Vilchez (2011), aproveitando alguns corpos de prova de Rio Grande, através do mesmo método, obteve modelos para Santa Pola – Alicante - Espanha. Os modelos de Peraça (2009) continham uma ou duas variáveis e, não se ajustaram bem para o ambiente de Santa Pola. Entretanto, os modelos de Vilchez (2011), são formados por duas ou três variáveis. Este trabalho teve o objetivo de verificar se os modelos de Santa Pola se ajustam bem à Rio Grande. Para isso foram utilizados os parâmetros meteorológicos de Rio Grande nos modelos de Santa Pola e comparados com os valores de GS obtidos em Rio Grande, por estação do ano. Para o concreto P1 e P2 foram obtidos estimativas razoáveis de GS (diferenças entre 11% e 25%). No entanto, o concreto P4, em comparação com os demais, mostrou grandes erros para todas as estações do ano (diferenças entre 31% e 42%); todos os testemunhos possuíram os percentuais mais elevados na primavera. Apesar disso, as diferenças encontradas, estão bem correlacionadas. Logo, na continuidade da Pós – Graduação de Dias, serão utilizados e reunidos dados de Rio Grande e de Santa Pola, a fim de que se possa obter um único modelo para os ambientes já mencionados; por conseguinte, a partir de dados meteorológicos e para um mesmo tipo de concreto é provável que se consiga um modelo de GS para outros ambientes.

Palavras-chave: grau de saturação, cloreto, concreto, ambiente marítimo, regressão linear múltipla

1. INTRODUÇÃO

Em ambientes marinhos, o ataque em estruturas de concreto, dá-se principalmente por meio dos íons cloreto. Assim, é importante prever a vida útil das armaduras, uma vez que o agente agressivo ao atacá-las, pode iniciar o processo de corrosão. Esse procedimento, compreende: água no interior do concreto (eletrólito), oxigênio, íons cloreto e uma diferença de potencial (ddp). Essa ddp pode ser devido a uma diferença de umidade, concentração salina, etc.

A difusão dos íons cloreto tem uma grande dependência do grau de saturação (GS) do concreto (Guimarães, 2000, 2005, 2007; Climent et al, 2002; Antón Gil, 2009). Estudos mostram que as variações meteorológicas, interferem no valor do GS e, por esse motivo, na estimativa de modelos.

Peraça (2009) determinou modelos de GS em função de medições meteorológicas utilizando corpos de provas expostos em Rio Grande –RS- Brasil. Vilchez (2011), aplicando o mesmo método para alguns testemunhos de Rio Grande, elaborou modelos para Santa Pola – Alicante - Espanha.

Peraça (2009) e Vilchez (2011), consideraram em suas dissertações de mestrado, as seguintes variáveis ambientais: pressão atmosférica, temperatura, insolação, taxa de precipitação e umidade relativa. Outros fatores que influenciam nas médias sazonais do GS, são os distintos traços de concreto, superfície exposta dos testemunhos e o meio ambiente nos quais esses estão inseridos.

2. ESTAÇÃO DO BRASIL

A estação usada para avaliar o GS no Brasil, localiza-se em Rio Grande (RS) na Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG (Fig.1).

Durante quatro anos (2004 – 2007), foram realizadas nesta estação, medições do GS para se obter modelos de estimativa do GS em função das variáveis ambientais. Os corpos de prova foram confeccionados com cimento pozolânico (Fig.2).

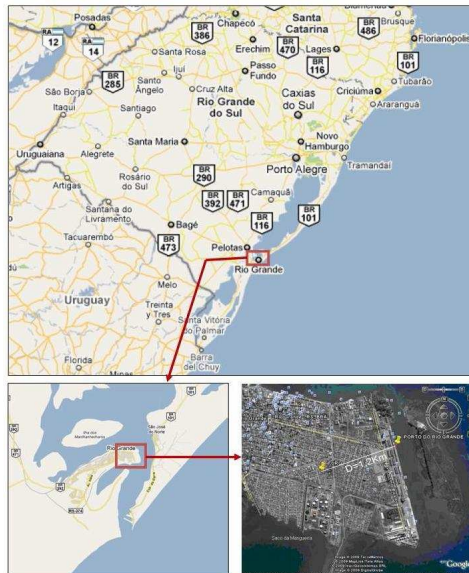


FIGURA 1 – Local da Estação de medição do GS – Universidade Federal do Rio Grande – Rio Grande (RS) – Brasil



FIGURA 2 – Estação de medição de GS do Rio Grande –RS – Brasil

3. ESTAÇÃO DA ESPANHA

Na Espanha, o GS foi medido na Estação de Santa Pola, localizada em Alicante, no Centro de investigação CIMAR da Universidade de Alicante (Fig.3).

As duas Estações apresentam características similares, pois em ambas localidades, a água do mar fica disposta geograficamente à leste e possuem, também, igual distância em relação a linha do equador.



FIGURA 3 – Local da Estação de medição do GS em Santa Pola – Universidade de Alicante – Alicante

4. EXTRAÇÃO DOS TESTEMUNHOS DE CONCRETO

Para cada tipo de concreto, extraiu-se de dois cilindros, testemunhos da parte central (Vertical, Central). As dimensões desses corpos de prova, são: 10cm de diâmetro e 4cm de espessura (Fig.4).

Os traços dos testemunhos empregados na estação de Rio Grande e posteriormente levados para a estação de Santa Pola, são mostrados na Tabela 1.

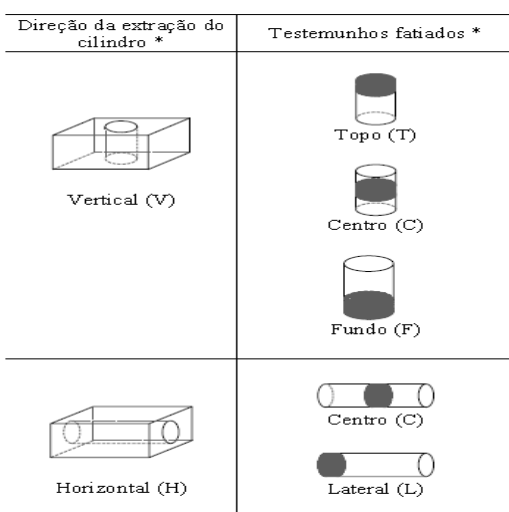


FIGURA 4 – Posição de extração dos testemunhos

TABELA 1 – Traços, abatimento de tronco cônico e massa específica do concreto fresco dos concretos P1, P2 e P4

CONCRETO	TRAÇO (CIM:AREIA:BRITA:A/C)	ABAT. (cm)	MASSA ESP.FRESCA (Kg/m ³)	CONSUMO DE CIMENTO (Kg/m ³)
P1	1:2,12:2,88:0,54	11	2350	359
P2	1:1,60:2,40:0,45	11	2285	419
P4	1:1,60:2,40:0,54	22	2275	411

As medições do GS representam o percentual do volume total de poros cheios de água. Para controle do GS foram utilizadas as equações 1 e 2. Para determinar a massa seca dos testemunhos, esses foram colocados em estufa antes de ficarem expostos, sendo após determinada a sua absorção máxima.

$$GS = (A_d / A_{max}) \cdot 100 \quad (1)$$

Onde:

A_d = Absorção medida no dia em %

A_{max} = absorção máxima em %, obtida conforme ASTM 642 (1990)

$$A_d = [(M_d - M_S - M_{Sil}) / M_S] \cdot 100 \quad (2)$$

M_d = massa do testemunho em g (medição semanal);

M_S = massa seca do testemunho em g;

M_{Sil} = massa de revestimento do testemunho em g.

5. APLICAÇÃO DOS MODELOS DE ALICANTE PARA O AMBIENTE DE RIO GRANDE

A seguir, serão mostrados os modelos obtidos para os concretos P1 (Eq.3), P2 (Eq.4) e P4 (Eq.5), os quais foram formulados por meio dos resultados da regressão linear múltipla feitos por Vilchez (2011). As Tab.2, Tab.3 e Tab.4, mostram as médias sazonais das variáveis ambientais e respectivas comparações dos valores dos GS encontrados em Rio Grande e dos GS adquiridos pelo modelo feito para Alicante, com 4 variáveis.

$$GS P1 = 10,681 + 0,6132UR + 0,6662PREC - 0,5535TM - 0,077SOL \quad (3)$$

A representação das siglas UR, TM, PREC e SOL, nos modelos, significam valores das variáveis ambientais, umidade relativa, temperatura máxima, precipitação (em mm) e insolação (em horas).

Tabela 2. Médias sazonais das variáveis ambientais e comparações dos GS do concreto P1

CONCRETO P1								
MÉDIAS SAZONAIS	ANO	TM	PREC	SOL	UR	GS MÉDIO RIO GRANDE	GS OBTIDO PELO MODELO DA ESPANHA	DIFERENÇA PERCENTUAL
VERÃO	2005	29,29	1,74	8,25	72,38	54,97	39,37	28,37
	2006	28,64	4,46	7,95	77,36	55,10	44,62	19,01
	2007	29,43	3,02	7,31	74,25	54,11	41,37	23,54
OUTONO	2005	23,71	4,91	4,58	82,65	59,73	51,15	14,36
	2006	22,68	2,24	6,21	82,07	57,11	49,46	13,40
	2007	21,96	5,42	5,56	81,93	59,86	51,94	13,23
INVERNO	2005	19,79	4,32	4,90	82,86	61,41	53,03	13,64
	2006	19,55	3,29	5,22	83,19	60,76	52,65	13,34
	2007	16,24	4,24	4,21	83,29	64,79	55,25	14,72
PRIMAVERA	2005	24,05	2,23	8,27	73,61	58,24	43,35	25,57
	2006	24,18	2,34	7,68	74,29	57,26	43,81	23,48
	2007	22,99	3,16	7,37	74,79	60,88	45,35	25,50

$$GS P2 = 19,835 + 0,4134UR + 0,9493PREC - 0,1975TM - 0,1620SOL \quad (4)$$

Tabela 3. Médias sazonais das variáveis ambientais e comparação dos GS do concreto P2

CONCRETO P2								
MÉDIAS SAZONAIS	ANO	TM	PREC	SOL	UR	GS MÉDIO RIO GRANDE	GS OBTIDO PELO MODELO DA ESPANHA	DIFERENÇA PERCENTUAL
VERÃO	2005	29,29	1,74	8,25	72,38	56,07	44,27	21,04
	2006	28,64	4,46	7,95	77,36	55,92	49,08	12,23
	2007	29,43	3,02	7,31	74,25	55,78	46,38	16,85
OUTONO	2005	23,71	4,91	4,58	82,65	60,05	53,21	11,40
	2006	22,68	2,24	6,21	82,07	57,71	50,38	12,70
	2007	21,96	5,42	5,56	81,93	60,35	53,58	11,21
INVERNO	2005	19,79	4,32	4,90	82,86	61,51	53,46	13,08
	2006	19,55	3,29	5,22	83,19	60,68	52,61	13,30
	2007	16,24	4,24	4,21	83,29	64,70	54,37	15,96
PRIMAVERA	2005	24,05	2,23	8,27	73,61	58,62	46,27	21,06
	2006	24,18	2,34	7,68	74,29	58,31	46,72	19,87
	2007	22,99	3,16	7,37	74,79	61,67	48,00	22,17

$$GS P4 = 9,073 + 0,5103UR + 0,5136PREC - 0,3817TM - 0,1847SOL$$

(5)

Tabela 4.Médias sazonais das variáveis ambientais e comparações dos GS do concreto P4

CONCRETO P4								
MÉDIAS SAZONAIS	ANO	TM	PREC	SOL	UR	GS MÉDIO RIO GRANDE	GS OBTIDO PELO MODELO DA ESPANHA	DIFERENÇA PERCENTUAL
VERÃO	2005	29,29	1,74	8,25	72,38	59,09	34,20	42,13
	2006	28,64	4,46	7,95	77,36	59,91	38,44	35,83
	2007	29,43	3,02	7,31	74,25	59,96	35,93	40,07
OUTONO	2005	23,71	4,91	4,58	82,65	63,94	43,86	31,40
	2006	22,68	2,24	6,21	82,07	61,65	42,29	31,40
	2007	21,96	5,42	5,56	81,93	64,41	44,24	31,31
INVERNO	2005	19,79	4,32	4,90	82,86	65,76	45,10	31,41
	2006	19,55	3,29	5,22	83,19	65,10	44,77	31,22
	2007	16,24	4,24	4,21	83,29	69,95	46,76	33,15
PRIMAVERA	2005	24,05	2,23	8,27	73,61	62,92	37,07	41,08
	2006	24,18	2,34	7,68	74,29	63,03	37,53	40,45
	2007	22,99	3,16	7,37	74,79	66,32	38,72	41,61

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

O modelo de Santa Pola (Vilchez,2011), apresentou, para o concreto P1, uma diferença média de 13,7% para as estações de outono e inverno e de 24,2% para o verão e primavera. O concreto P2, por sua vez, apresentou um erro percentual médio em torno de 14%, no verão, outono e inverno. Os valores do GS do concreto P4, não obtiveram uma boa aproximação, pois no outono e inverno, tivemos uma diferença média de 31,6% e de 40,1% para verão e primavera, respectivamente. Nos três anos considerados, a primavera foi a estação que gerou os maiores erros médios: 24,85% (concreto P1), 21,03% (concreto P2) e de 41,04% (concreto P4). As diferenças analisadas para todos os tipos de concreto, obtiveram uma boa correlação. Portanto, na continuidade do mestrado de Dias, serão empregados os dados de Rio Grande juntamente com os de Santa Pola. A importância desse trabalho, resulta, então, na busca de um modelo único para esses ambientes. Dessa forma, tem-se a expectativa de obter um modelo de GS para diversos ambientes, em função dos dados meteorológicos e para um mesmo tipo de concreto.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTÓN GIL, C., Influencia Del contenido de humedad Del hormigón sobre La difusividad Del Íon Cloruro. Tese(Doutorado), Universidad Autonoma de Madrid, Ingenieria de Materiales, Del água y Del terreno, 2009.
- BRETANHA, SÔNIA S.F., Variação do Grau de Saturação do Concreto em Ambiente Marítimo. Dissertação (Mestrado em Engenharia Oceânica), Universidade Federal do Rio Grande, FURG, 2004.
- CLIMENT, M.A.; VERA, G.; LÓPEZ, J.F.; VIQUEIRA, E.; ANDRADE, C. A Test Method For Measuring Chloride Diffusion Coefficients Through Non – Saturated Concret – Part I: The Instantaneous Plane Source Diffusion Case, Cem.Concr.Res., 32(7)(2002) 1113-1112. 2002.
- CLIMENT, M.A. Transport of Chlorides Through Non Saturated Concrete After na Initial Limited Chloride Suplly. Workshop of Rilem Testing and Modelling Chloride Ingress Into Concrete, Paris, 2002.
- GUIMARÃES, ANDRÉ T.C. Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado em Ambiente Marítimo.Tese (Doutorado em Engenharia Civil), USP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2000

- GUIMARÃES, ANDRÉ T.C. “Grau de Saturação: Sua variação com o tipo de concreto e sua influência na difusão de íons cloreto. Monografia (Pós-Doutorado em Engenharia Civil), USP, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2005.
- GUIMARÃES, ANDRÉ T.C. E HELENE, PAULO R.L.”Diffusion of Chloride Ions In Unsaturated Concrete: Forecast of service life in a wet-dry environment.In: Quality of Concrete Structures and Recent Advances In Concrete Materials and Testing ACI SP – 229.” Fourth International Conference. Farmington Hills: American Concrete Institute.Olinda,2005.
- GUIMARÃES, ANDRÉ T.C E HELENE, PAULO R.L.”Models of Variation of Chloride Ion Diffusion as a Function of Changes In the Saturation Degree (SD) of Concrete Mixes Prepared with Pozzolanic Cement.” International Rilem workshop on Integral Service Life Modelling of Concrete Structures, 2007.
- GUIMARÃES, ANDRÉ T.C., CASTRO, P. E NUNES, JORGE L.O. “Teor de Cloretos próximos a Superfície do Concreto em Ambientes Marítimos.” In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Bento Gonçalves. 49º Congresso Brasileiro do Concreto. São Paulo: IBRACON, 2007.
- HELENE, PAULO R.L. “Corrosão em Armaduras para Concreto Armado.” PINI/IPT, São Paulo. 1986
- PERAÇA, M.G.T. “Modelos para Estimativa do Grau de Saturação do Concreto Mediante Variáveis Ambientais que Influenciam na sua Variação”. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande (RS), Brasil, 2009.
- PERAÇA, M.G.T., GUIMARÃES, A.T.C., PICCOLI, H.C. Contribuições dos Fatores Ambientais na Estimativa do Grau de Saturação do Concreto. In: 51º Congresso Brasileiro do Concreto, Curitiba. 51º Congresso do Concreto. São Paulo: IBRACON, v.1. 2009.
- PERAÇA, M.G.T., GUIMARÃES, A.T.C. Modelo para Estimativa do Grau de Saturação do Concreto. Ed. Pelotas: Editora. V.1.170p. 2009.
- SOUZA, KAREN. “Estudo Experimental e Probabilístico da Vida Útil de Estruturas de Concreto Armado Situadas em Ambiente Marítimo: Influência do Grau de Saturação do Concreto Sobre a Difusividade de Cloretos.”Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Rio Grande (RS), Brasil, 2005.
- VÍLCHEZ, EDUARDO F. Estudio de La Influencia de Las Variables Meteorológicas en el Grado de Saturación en Hormigones Expuestos a un Ambiente Marino Atmosférico Mediterráneo. Dissertação (Master em Ingeniería de los Materiales), Universidade de Alicante, Espanha, 2011.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

SIMULAÇÃO DINÂMICA DE DELTAS FLUVIAIS COM REDES NEURAIS ADAPTATIVAS

Eduardo Puhl¹, Olavo Pedrollo¹ e Ana Luiza de O. Borges¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Instituto de Pesquisas Hidráulicas
Núcleo de Estudos de Correntes de Densidade
Av. Bento Gonçalves, 9500, C.P. 15029, Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: eduardo.puhl@ufrgs.br

RESUMO

Em um sistema deltaico dominado por rios a transferência de sedimentos ocorre através de canais preferenciais (canais ativos) que alternam sua direção ao longo do tempo, depositando a carga sedimentar em diferentes regiões do delta (distribuição do volume de deposição), tal dinâmica é complexa e de difícil previsão. Neste trabalho, Redes Neurais Artificiais (R.N.A.) foram utilizadas para reproduzir a dinâmica de um sistema deltaico simplificado, construído a partir de simulações físicas em escala reduzida que totalizaram 18 horas de simulação. O delta gerado em laboratório não sofreu influência de processos alocíclicos (e.g., variação do nível base, ação tectônica), mas, somente os processos autocíclicos (e.g., configuração fluvial, características sedimentares) foram responsáveis pela distribuição sedimentar e geométrica do delta. Devido à complexidade do fenômeno a ser modelado, optou-se por criar uma rede neural Progressiva de Múltiplas Camada. Os dados de entrada e saída da rede caracterizam, em cinco regiões axiais pré-definidas, os aspectos do sistema fluvial-deltaico: o número de canais ativos e a distribuição volumétrica percentual. Sendo que os dados de saída correspondem à condição futura em relação aos dados de entrada. A fim de buscar incorporar a dinamicidade da distribuição natural de sedimentos no delta, utilizou-se um novo algoritmo adaptativo em treinamento sequencial. As redes neurais apresentaram diferentes comportamentos conforme suas características internas (i.e., número de neurônios ocultos e tipo de funções de ativação) e o processo de treinamento submetido (i.e., número de ciclos de treinamento da rede). Ao final, as redes puderam reproduzir a dinâmica da distribuição sedimentar deltaica com sucesso, sendo que as redes que utilizaram o novo algoritmo apresentaram desempenho 30 a 40% melhor do que as redes fixas.

Palavras-chave: delta fluvial, sistema deltaico, redes neurais artificiais, modelagem física, transporte sedimentar

1. INTRODUÇÃO

Quando o rio encontra-se com o oceano ou lago, o escoamento se dispersa, perde velocidade e o material em suspensão é depositado. Dependendo da força do rio, ele pode alongar-se mar adentro (e.g., Amazonas e Mississipi), formando-se canais distributários ramificados sobre a planície de inundação, os quais podem ou não estar ativos (i.e., quando há escoamento). O ambiente deltaico tem sido de grande relevância desde o desenvolvimento das primeiras civilizações, que procuravam estabelecer-se na região pela abundância de recursos naturais e clima favorável. Porém, a morfologia deltaica pode sofrer alterações dinâmicas devido a influencia dos diversos fatores naturais e

antropológicos envolvidos, *e.g.*, regime fluvial e sua carga sedimentar, a morfologia da bacia oceânica/lagunar, a influência das ondas e das marés, o clima, a ação tectônica, a variação do nível do mar, ocupação urbana, regularização das margens dos canais. Em alguns casos, tal dinâmica pode ocasionar em danos à população que reside na região por enchentes, ondas, alteração do curso fluvial e abandono/criação de canais distributários; portanto, a compreensão e previsão da dinâmica morfológica dos deltas vêm a contribuir na execução de medidas mitigatórias contra estes males. Além disso, em termos de exploração de recursos naturais, deltas são tidos como os ambientes de sedimentação clástica mais importantes com respeito à potencialidade de reservas de carvão, petróleo e gás natural (Leeder, 1999), além de gerarem importantes reservas de metais pesados.

Modelos teóricos (Bates, 1953 apud Leeder, 1999; Fagherazzi e Overeem, 2007) tem sido utilizados para a simulação dinâmica do processo de formação deltas, mediante simulação computacional, com base nos processos físicos de natureza geológica. O uso de redes neurais artificiais (R.N.A.) em sistemas deltaicos foi realizado por Bastidas *et al.* (2008) para a identificação de sistemas deltaicos dominados por rios a partir de 26 parâmetros petrológicos, físicos e paleontológicos. A rede utilizada no estudo, do tipo progressiva de múltiplas camadas, foi bem sucedida para a simulação de dados descritivos de sistemas reais.

Apesar de redes neurais não terem sido aplicadas para a previsão do comportamento dinâmico da distribuição de sedimentos em sistemas deltaicos, outros trabalhos (*e.g.*, Nagy *et al.*, 2002; Dogan *et al.*, 2007) utilizaram com sucesso o mesmo tipo de redes neurais para a previsão do transporte sedimentar fluvial. O tipo de abordagem correspondeu à aproximação de relações, no caso o modelamento das relações existentes entre as características fluviais e o transporte sedimentar. As redes foram calibradas com uma amostra de dados conhecida (medidas em campo, no caso de Nagy *et al.*, 2002; modeladas em laboratório, no caso de Dogan *et al.*, 2007) e validadas com outra amostra de dados. Tal abordagem reduz o processo dinâmico do transporte de sedimentos num rio a uma função discreta entrada-saída. No caso da distribuição de sedimentos no sistema deltaico, porém, a mesma abordagem não pode ser utilizada pela sua dinamicidade já que a situação presente do sistema influencia na sua resposta. Ou seja, se o delta é submetido a um mesmo estímulo ele poderá responder diferentemente conforme a situação presente. Uma das formas mais robusta de investigar a simulação de um sistema dinâmico deste tipo, que pode ser altamente não linear, é a conjugação do uso das condições presentes como variáveis de estado em um modelo de redes neurais progressivas, uma técnica que permite a simulação da evolução dos mecanismos físicos subsistentes do processo. Esta técnica é a adaptabilidade contínua dos parâmetros (pesos sinápticos) das redes neurais. O banco de dados utilizado foi obtido através da análise de experimentos em escala reduzida de um sistema deltaico simplificado.

2. SIMULAÇÕES FÍSICAS

As simulações correspondem à primeira fase de um projeto de pesquisa desenvolvido no laboratório do Núcleo de Estudos de Correntes de Densidade (NECOD), o qual busca compreender e prever o transporte e distribuição de sedimentos em sistemas deltaicos para o sistema marinho profundo. Nesta fase de ensaios, foi modelado um sistema deltaico submetido a um cenário simplificado, *i.e.*, sem a influência de processos alocíclicos (*e.g.*, variação do nível base, ação tectônica). Mas, somente os processos autocíclicos (*e.g.*, configuração fluvial, características sedimentares) foram responsáveis pela distribuição sedimentar e geométrica do delta.

O modelo físico utilizado para as simulações corresponde a um tanque em forma de “T” composto por um canal confinado de 0.90 m de largura e 5.00 m de comprimento, o qual deságua em uma bacia com largura de 4.00 m e comprimento de 5.00 m. O canal possui uma declividade de 1.5°, já a bacia tem uma declividade variável de 4° nos primeiros 3.00 m, terminando em 0.5° após passar por uma região de transição.

O fluxo de sedimentos foi composto por uma mistura de água e carvão mineral (densidade de 1.19) com diâmetro médio de 110µm. Uma concentração de sedimentos de 10% em vol. e uma vazão de 5 l/min foram mantidas constantes durante todos os ensaios. O nível base foi mantido constante durante a maior parte dos experimentos, com exceção do período inicial (≈30 min) de cada ensaio, em que o nível base foi elevado, com o objetivo de evitar uma excessiva erosão do substrato nos primeiros minutos de ensaio.

Ao total, foram simulados quatro ensaios consecutivos, totalizando 18 horas de simulação, nos quais o sistema deltaico foi alimentado com aproximadamente 7000 litros de mistura. Entre cada ensaio, o modelo foi esvaziado lentamente e, depois de realizada a medição da morfologia do fundo, cheio novamente.

3. COLETA DOS DADOS

A evolução do sistema deltaico foi registrada através de uma seqüência de imagens aéreas do modelo físico (Fig. 1), com frequência de obtenção de 3 minutos. A partir destas imagens, foi mapeada a evolução temporal dos canais fluviais ativos do delta, *i.e.*, dos canais localizados na planície de inundação onde há fluxo fluvial. Os canais ativos foram mapeados, segundo a divisão do delta, em cinco regiões radiais de mesma abertura (36°): esquerda (E), centro-esquerda (CE), centro (C), centro-direita (CD), direta (D).

A fim de obter a evolução temporal da distribuição sedimentar do delta a partir do mapeamento dos canais ativos, algumas considerações foram feitas: (i) fluxo fluvial-deltaico permanente, (ii) o sedimento em suspensão homogeneamente distribuído e (iii) vazão fluvial-deltaica linearmente distribuída entre os canais ativos. Com isso, foi possível utilizar o mapeamento dos canais ativos para obter a evolução temporal da acomodação dos sedimentos no sistema deltaico, considerando-se as cinco regiões radiais definidas anteriormente. Para cada região radial, a cada intervalo de tempo, foram atribuídos valores percentuais do volume de sedimento já depositado na região em relação ao volume total já depositado no delta.

O conjunto de dados obtido (proveniente dos 4 ensaios) totalizou 624 amostras, o qual foi dividido para ser utilizado em diferentes etapas do processamento, de modo que 64% (ensaios III e IV) e 36% (ensaios I e II) da amostra foram destinados para as etapas de treinamento e validação, respectivamente. O critério utilizado para a divisão baseou-se na variação dos parâmetros, a fim de proporcionar condições mais abrangentes para o treinamento da rede. Assim sendo, as amostras com maior variação dos parâmetros foram designadas para o treinamento preliminar.

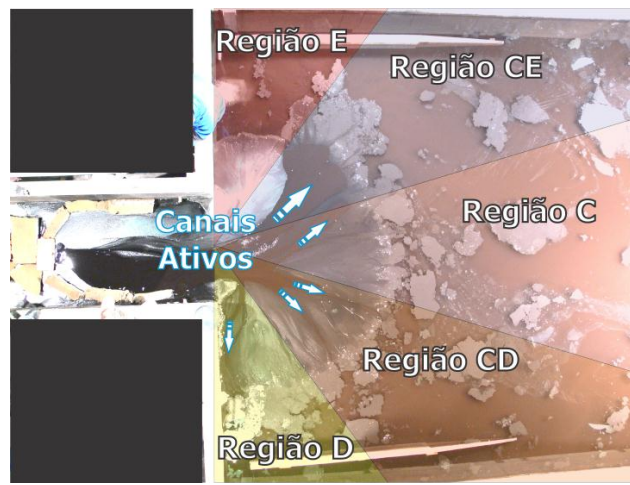


Figura 1 – Vista em planta típica, coletada a partir das simulações físicas realizadas, tendo em destaque a delimitação das cinco regiões radiais do delta e os canais ativos da planície de inundação.

4. ESTRUTURA DA REDE NEURAL

O problema proposto configura-se num chamado modelo supervisionado, i.e., tanto as variáveis de entrada quanto as variáveis de saída são conhecidas, neste caso o desempenho da rede neural será avaliado quanto à capacidade de reproduzir os dados de saída a partir dos dados de entrada conhecidos.

Devido à complexidade do fenômeno a ser modelado, optou-se por criar uma rede neural Progressiva de Múltiplas Camadas (Rumelhart e McClelland, 1986), a qual vem sendo utilizada com sucesso para modelagem de casos complexos. Pode-se atribuir o bom desempenho deste tipo de rede (Haykin, 2001) a três características intrínsecas: (i) uso de funções de ativação não lineares (no caso, do tipo sigmóide); (ii) estrutura neural com camada de neurônios ocultos e (iii) alto grau de conectividade entre os elementos da rede. A principal desvantagem das redes neurais é a sua complexidade interna (não linearidade e alta conectividade), a qual torna muito difícil sua análise e interpretação teórica.

A rede neural foi estruturada (Fig. 2) da seguinte maneira: (i) 10 variáveis de entrada; (ii) 10 variáveis de saída; (iii) duas camadas de neurônios, sendo uma delas oculta. Os dados de entrada e saída caracterizam, nas cinco regiões axiais pré-definidas, os aspectos do sistema fluvial-deltaico: o número de canais ativos e a distribuição volumétrica percentual. Os dados de saída correspondem à condição futura em relação aos dados de entrada, ou seja, estão adiantados temporalmente. Foram feitas simulações com diversas configurações do número de neurônios ocultos, para verificar a rede com melhor capacidade de prever o comportamento do sistema fluvial-deltaico.

Devido ao fato de que a magnitude dos parâmetros afeta o processo de treinamento da rede, todos os valores associados ao número de canais ativos na planície de inundação foram escalonados para um intervalo entre 0 e 1, e os valores percentuais referentes à distribuição sedimentar foram divididos por 100.

Os modelos criados utilizaram dois tipos de funções de ativação sigmoidais: (i) Unisig (unipolar): com limites de saída de 0 a +1 e (ii) Bipsig (bipolar): com limites de saída de -1 a +1. Ao total, foram criados 52 modelos, os quais podem ser divididos em dois grupos principais: grupo Uni_Bip e grupo Bip_Uni. O primeiro grupo utilizou a função de ativação Unisig na primeira camada e Bipsig na segunda camada de neurônios, já o segundo grupo foi construído

com função Bipsig e Unisig na primeira e segunda camadas, respectivamente. Além disso, outro parâmetro variado nos modelos é a quantidade de neurônios na camada oculta, sendo que em cada grupo foram criados modelos com desde 1 em progressão até 26 neurônios ocultos, totalizando 52 modelos. Ao variar o número de neurônios ocultos, modifica-se a capacidade da rede neural em resolver problemas complexos.

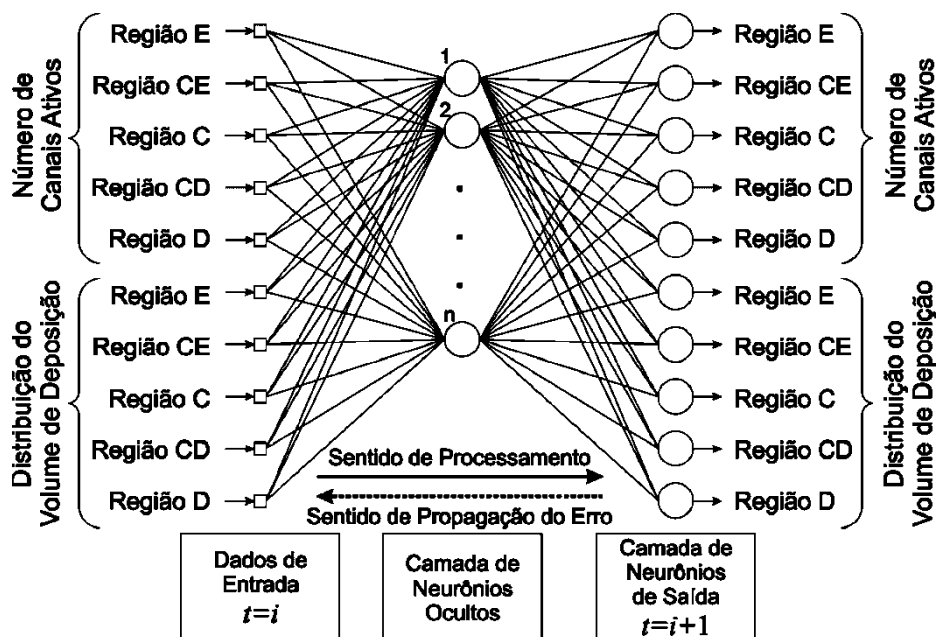


Figura 2 – Estrutura da rede neural Progressiva de Múltiplas Camadas (MLP) com uma camada de neurônios ocultos variáveis (n) e uma camada de neurônios de saída. Sendo que a camada de saída busca prever a condição futura ($t=i+1$) do sistema fluvial-deltaico a partir da condição atual ($t=i$).

4. TREINAMENTO E VALIDAÇÃO DA R.N.A.

A fim de buscar compreender e avaliar o transporte e acumulação de sedimentos no sistema natural deltaico, a qual é dependente da disponibilidade do volume de acomodação, utilizou-se um algoritmo adaptativo cujo ganho em relação à alternativa estática corresponde à dinamicidade do sistema.

No modo de treinamento em batelada, os dados de entrada (Fig. 3) são submetidos, num mesmo passo, ao algoritmo de treinamento retropropagativo, resultando em um ajuste que pode ser repetido diversas vezes, até que a rede possa ser considerada treinada, o que ocorrerá quando for capaz de apresentar respostas aproximadas, mesmo para amostras que não fazem parte do treinamento.

Já o treinamento no modo sequencial é realizado com cada ponto amostral, individualmente, sendo submetido ao algoritmo retropropagativo, uma única vez, sendo seguido do próximo ponto amostral, em uma sequência que pode ser temporal ou aleatória. Kosko (1992) propõe que o treinamento seja repetido diversas vezes, com fluxo aleatório da sequência, a cada execução, constituindo um treinamento estocástico.

Neste trabalho, utiliza-se um algoritmo (Pedrollo, 2008) que, a partir de um treinamento em batelada, prévio, de “aquecimento”, com parte dos registros de dados, realiza o treinamento sequencial em tempo de operação. Na operação da rede, com este algoritmo, portanto, a cada nova informação das variáveis previstas, estas são confrontadas com as previsões, feitas no passo anterior, e os erros contribuem para o ajuste, sequencial, antes da previsão seguinte. Esta forma de operação é apropriada para previsão e controle de sistemas dinâmicos não lineares, tendo sido aplicada por Fantin-Cruz *et al.* (2010), para controle ambiental.

Portanto, ao realizar o treinamento da rede, retropropagando o erro obtido na etapa de validação, o algoritmo busca incorporar o aspecto dinâmico da distribuição do volume deposicional no delta, ou seja, o sedimento que vai se depositar no volume deltaico depende do espaço disponível existente e, também, da declividade resultante.

5. RESULTADOS

5.1 Treinamento

Parte do conjunto de dados, 395 amostras correspondentes aos ensaios III e IV, foi utilizada para o treinamento dos 52 modelos criados. Com o objetivo de avaliar a influência do processo de treinamento no desempenho das redes, todos os modelos foram treinados por 50,000, 100,000 e 150,000 ciclos. Portanto, ao final, 156 modelos foram gerados.

Espera-se que a ocorrência de excesso de ajustamento, que pode resultar de treinamento excessivo, possa ser detectada, pela comparação dos resultados das diferentes alternativas de quantidade de ciclos com a amostragem de validação.

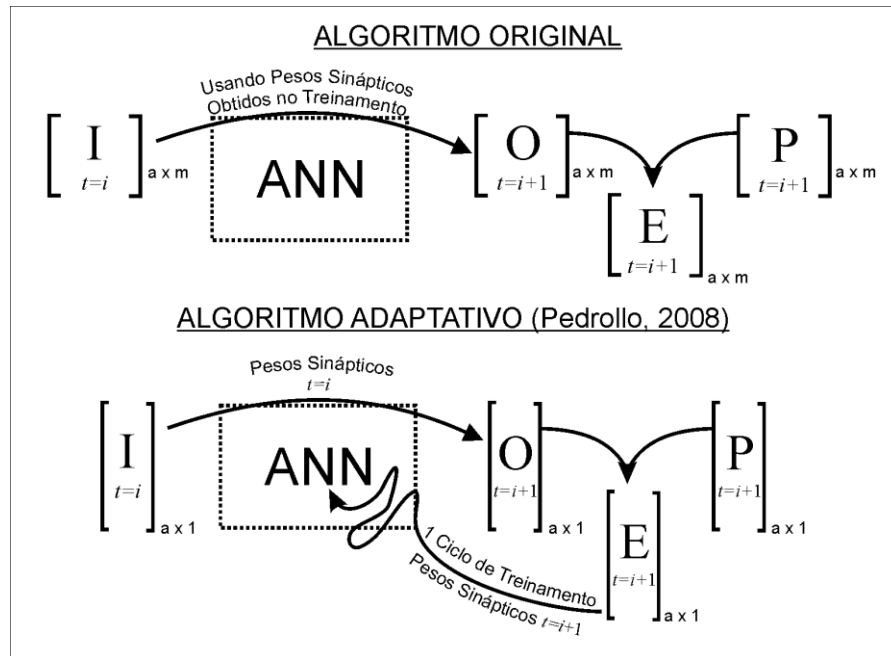


Figura 3 – Diagrama esquemático comparativo entre os dois algoritmos utilizados para validação da rede. Tendo como dados de entrada (I), dados de saída (O), dados previstos (P), erros de previsão (E), número de padrões (a), número de amostras (m) e turnos de processamento (t).

5.2 Validação

Outra parte do conjunto de dados, 229 amostras correspondentes aos ensaios I e II, foi submetida aos 156 modelos gerados na fase de treinamento. Nesta etapa os modelos foram validados utilizando os dois diferentes processos de validação: o modelo fixo (modo de operação tradicional em batelada) e o modelo adaptativo (a partir do algoritmo de Pedrollo, 2008).

O comportamento dos modelos foi avaliado utilizando a raiz do erro quadrático médio (REMQ), parâmetro que exprime a capacidade de previsão do modelo, o qual é dado por:

$$REMQ = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\widehat{\Phi}_i - \Phi_i)^2} \quad (1)$$

onde $\widehat{\Phi}_i$ é o parâmetro previsto, Φ_i é o parâmetro ocorrido e n é o número total da amostra.

O comportamento do modelo adaptativo pode ser analisado separadamente quanto à previsão dos volumes de deposição (Fig. 4A) e dos canais ativos (Fig. 4B). De maneira geral, a previsão dos volumes de deposição (Fig. 4A) apresentaram menores erros do que o número de canais ativos (Fig. 4A) e, ainda, pode-se perceber claramente a ocorrência de superajustamento a partir das redes com mais de 12 neurônios ocultos, nas quais ocorre um aumento do erro de previsão. Já a previsão dos canais ativos (Fig. 4B) não apresenta um limite claro de superajustamento, mas nota-se um aumento do erro com o aumento do número de neurônios ocultos e, ainda, os modelos Uni_Bip realizaram uma melhor previsão do que os modelos Bip_Uni.

O desempenho do modelo adaptativo (usando o algoritmo de Pedrollo, 2008) em relação modelo fixo foi avaliado pelo ganho relativo das raízes dos erros médios quadráticos (REMQ), dado por $(REMQ_{adapt} - REMQ_{fixo}) / REMQ_{fixo}$.

De uma maneira geral, os modelos adaptativos obtiveram melhores desempenhos do que os modelos fixos, tanto na previsão da distribuição do volume deposicional (Fig. 5A) quanto dos canais ativos (Fig. 5B). Além disso, o uso do algoritmo adaptativo pelos modelos Uni_Bip resultou em uma melhoria mais significativa no desempenho dos modelos do que nos modelos Bip_Uni.

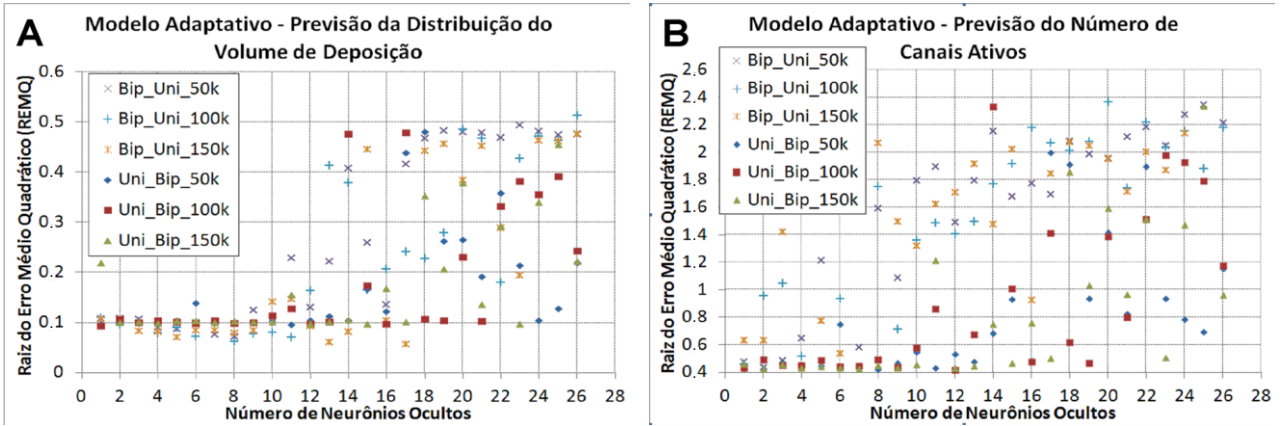


Figura 4 – Erro REMQ do modelo adaptativo, correspondentes à (A) distribuição do volume de deposição e (B) aos canais ativos.

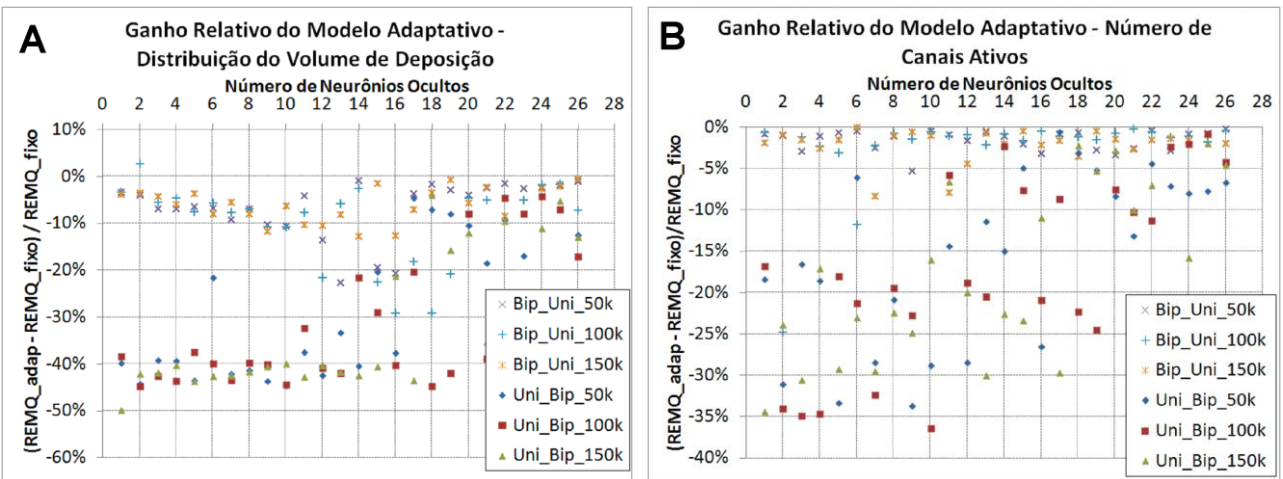


Figura 5 – Ganho relativo do modelo adaptativo em relação ao modelo fixo, correspondentes à (A) distribuição do volume de deposição e (B) aos canais ativos.

Ao considerar o erro REMQ total (Fig. 6) de toda a rede, ou seja, tanto da previsão dos canais ativos quanto da distribuição do volume de deposição, pode-se perceber que os modelos Uni_Bip tiveram um melhor desempenho do que os modelos Bip_Uni. Além disso, de uma maneira geral, ao aumentar o número de neurônios ocultos na rede, também se aumentam os erros de previsão, resultado do superajustamento da rede. A melhor performance (REMQ = 0.3026) foi obtida pelo modelo do tipo Uni_Bip com 12 neurônios ocultos e treinado por 100,000 ciclos.

Uma análise detalhada (Fig. 7) do modelo de melhor desempenho – modelo adaptativo Uni_Bip com 12 neurônios ocultos e treinado por 100,000 ciclos - revela como se dá o processo de aprendizagem através da evolução temporal do erro de previsão absoluto. O uso do algoritmo adaptativo (Pedrollo, 2008) e do algoritmo original foi comparado separadamente entre a previsão do número de canais ativos e da distribuição do volume de deposição. Pode-se atestar um comportamento distinto entre o modelo adaptativo e o modelo fixo, sendo que o primeiro possui mudanças graduais do erro absoluto enquanto que o outro apresenta valores constantes para a mesma série de dados analisada. Nos dois modelos, de uma maneira geral, a forma da função de erro é semelhante à forma da função dos dados de entrada, porém, no caso do modelo adaptativo, ao longo do processo de validação/treinamento a função de

erro tende a aproximar-se de zero. Este aspecto do modelo adaptativo é ainda mais saliente nas sequências de amostras com valores constantes, período em que a rede prevê o resultado com maior eficácia. Além disso, pode-se notar que nas sequências de dados em que há grande variação dos parâmetros, ambos os modelos apresentaram erros semelhantes, ou seja, o uso do modelo adaptativo não ajudou na previsão dos resultados. Porém, tomando uma série posterior a uma grande variação dos parâmetros (~140-150), os erros gerados pelo modelo adaptativo foram significativamente menores do que os do modelo fixo. Dado que a série analisada apresenta valores praticamente constantes, o uso do algoritmo adaptativo pôde prever com melhor eficácia a resposta do modelo em comparação ao modelo fixo.

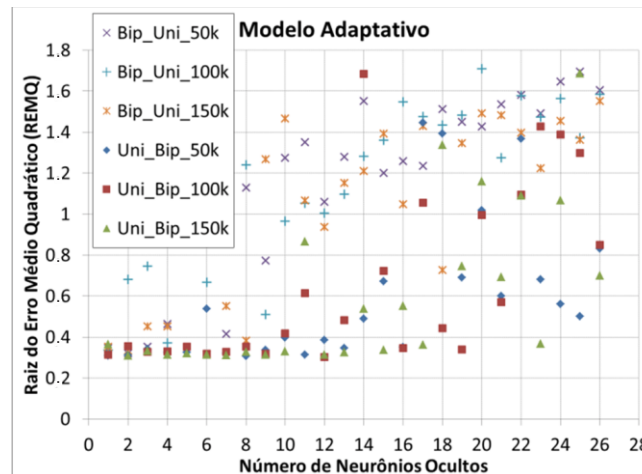


Figura 6 – Erro REMQ do modelo adaptativo, considerando tanto a previsão dos canais ativos quanto a distribuição dos volumes de deposição.

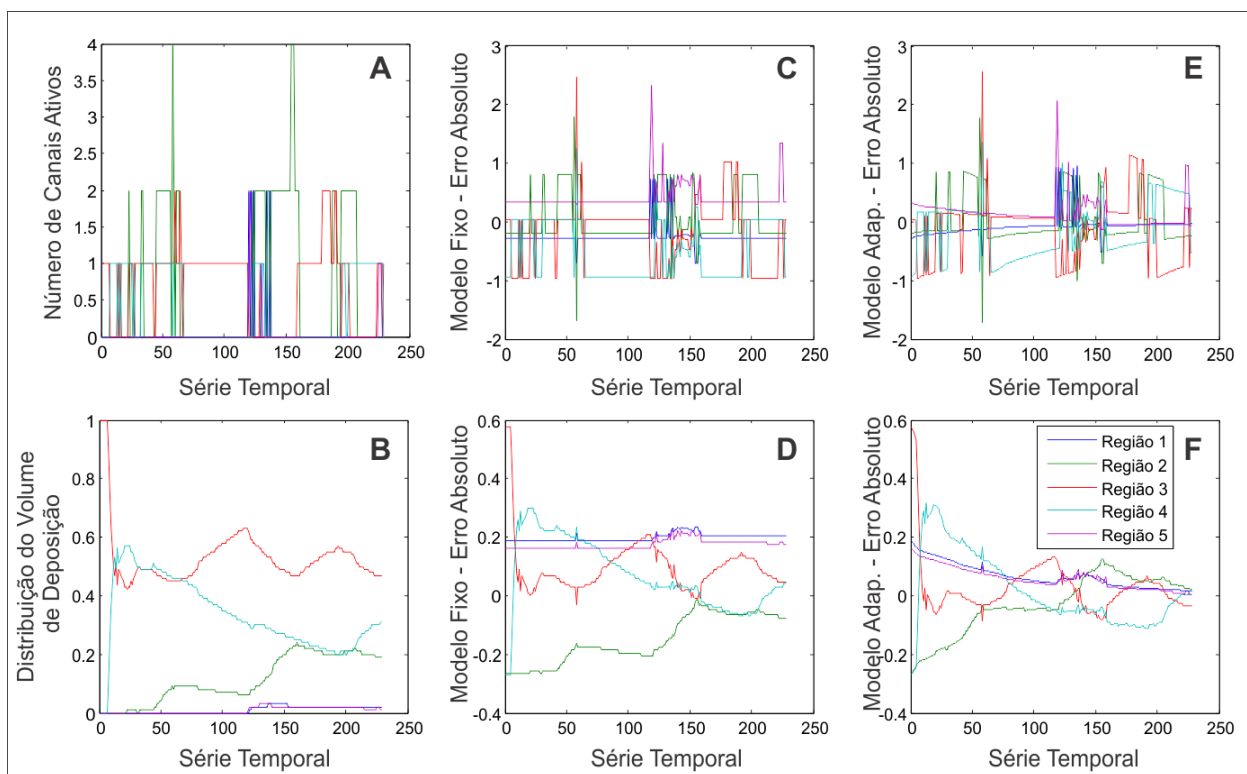


Figura 7 – Análise detalhada do modelo de melhor desempenho: modelo adaptativo Uni_Bip com 12 neurônios ocultos e treinado por 100.000 ciclos. (A-B) Dados de entrada do modelo nas dadas regiões radiais: número de canais ativos (A) e distribuição do volume de deposição (B). (C-F) Erro absoluto dos modelos fixo (C-D) e adaptativo (E-F).

6. CONCLUSÕES

As redes neurais do tipo retropropagativa de múltiplas camadas (MLP) apresentaram diferentes comportamentos, segundo o erro REMQ, conforme suas características internas (i.e., número de neurônios ocultos e tipo de funções de ativação) e o processo de treinamento submetido (i.e., número de ciclos de treinamento da rede). Além disso, a modelagem da dinamicidade do sistema deltaico através do uso do algoritmo adaptativo (Pedrollo, 2008) melhorou o desempenho das redes (em torno de 30-40%) em praticamente todos os casos simulados. Sendo que as redes do tipo Uni_Bip foram mais suscetíveis ao uso do algoritmo adaptativo, melhorando seu desempenho, ao contrário das redes do tipo Bip_Uni, as quais apresentaram melhoras não significativas no seu desempenho.

As redes do tipo Uni_Bip apresentaram o melhor desempenho na previsão do número de canais ativos em relação as redes Bip_Uni, sendo que a rede Uni_Bip com 12 neurônios e treinada por 100,000 ciclos foi a que apresentou o melhor resultado.

O aumento do número de neurônios ocultos, geralmente associado à melhora da capacidade de previsão da rede, não resultou em melhora gradual no desempenho de previsão da rede. Pelo contrário, a partir das redes com 12 neurônios ocultos, houve uma piora no desempenho em relação às redes com menor número de neurônios, avaliado a partir do erro r.m.s. total. Tal aspecto reflete a ocorrência do superajustamento da rede, devido ao número excessivo de ciclos de treinamento.

Os resultados apresentados consideram importantes simplificações quanto ao escoamento nos canais distributários: (i) fluxo fluvial-deltaico permanente, (ii) o sedimento em suspensão homogeneamente distribuído e (iii) vazão fluvial-deltaica linearmente distribuída entre os canais ativos. Apesar dos satisfatórios resultados obtidos, os erros de previsão do número de canais ativos revelam que a dinâmica envolvida neste processo é mais complexa do que a abordagem adotada, demandando modelos mais complexos, e.g. os quais distribuam a vazão nos canais segundo sua largura. Por outro lado, as considerações quanto ao escoamento subaéreo parecem não afetar a previsão da distribuição dos volumes de acumulação, os quais foram previstos com melhor desempenho. De fato, a rede simplificada não correlaciona a dinâmica dos canais ativos com a deposição nas regiões deltaicas, sendo recomendado a trabalhos futuros a construção de uma nova rede, na qual os volumes de acumulação sejam resultado da precedente previsão da distribuição dos canais ativos e sua respectiva distribuição dos sedimentos no delta.

Apesar de modelarem um sistema dinâmico, as simulações físicas realizadas foram bastante simplificadas em relação à dinâmica natural de tais sistemas, uma vez que não houve influência de fatores importantes, e.g., variação do nível base, ondas, maré, clima. Porém, a rede permitiu prever a distribuição dos volumes de acumulação com bom desempenho, parâmetro de grande importância para indústria de exploração de recursos naturais.

Novos experimentos deste mesmo projeto de pesquisa estão sendo realizados, os quais incorporam a variação de outros fatores influentes na geração e criação de sistemas deltaicos. Portanto, espera-se poder conduzir nova pesquisa com o uso de redes neurais utilizando os dados destes experimentos, desafiando o uso destes tipos de modelos na modelagem de sistemas dinâmicos naturais.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bates, C.C., 1953. Rational theory of delta formation. AAPG Bull., 37, 2119-2162 apud Leeder, M. 1999. Sedimentology and Sedimentary Basins: From Turbulence to Tectonics. Wiley-Blackwell.
- Fagherazzi S., Overeem I. 2007. Models for deltaic and inner continental shelf landform evolution. Annu. Rev. Earth Planet. Sci. 35:685-715
- Kosko, B. 1992. Neural Networks for Signal Processing, Englewood cliffs, NJ Prentice Hall.
- Fantin-Cruz, I.; Pedrollo, O.; Bonecker, C.C. ; da Motta-Marques, D. ; Loverde-Oliveira, S. 2010. Zooplankton Density Prediction in a Flood Lake (Pantanal - Brazil) Using Artificial Neural Networks. International Review of Hydrobiology, v. 95, p. 330-342.
- Rumelhart, D.E. e McClelland, J.L. 1986. Parallel Distributed Processing-Vol. 1: Foundations. MIT Press, Cambridge
- Pedrollo, O. 2008. Notas de aula – Introdução às Redes Neurais com Aplicações Hídricas e Ambientais. UFRGS. Brasil.
- Leeder, M. 1999. Sedimentology and Sedimentary Basins: From Turbulence to Tectonics. Wiley-Blackwell.
- Bastidas, L.; Palacios, Z. e Rivas, F. 2008. Deltaic Systems with Fluvial Dominion Interpretation using Artificial Neural Networks. 12th WSEAS Int. Conf. on SYSTEMS, Heraklion, Greece, July 22-24.
- Nagy, H. M.; Watanabe, K. e Hirano, M. 2002. Prediction of Sediment Load Concentration in Rivers using Artificial Neural Network Model. J. of Hydraulic Engineering 128(6): 588-595.
- Dogan, E.; Yüksel, I e Kisi, O. 2007. Estimation of total sediment load concentration obtained by experimental study using artificial neural networks. Environ Fluid Mech 7:271-288.
- Haykin, S. 2001. Redes Neurais: Princípios e Práticas. Bookman, São Paulo, Brasil.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

CONSTRUCTAL DESIGN APLICADO A PLACAS COM FUROS ELÍPTICOS SOB FLAMBAGEM

Anderson L. G. Correia¹, Thiago da Silveira¹, Caio C. C. da Silva¹, Luiz A. O. Rocha², Mauro de V. Real¹,
Elizaldo D. dos Santos¹, Liércio A. Isoldi¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: anderson_luis_88@hotmail.com
e-mail: engmects@hotmail.com
e-mail: caiocesarcivil@hotmail.com
e-mail: mauroreal@furg.br
e-mail: elizaldosantos@furg.br
e-mail: liercioisoldi@furg.br

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Departamento de Engenharia Mecânica
Rua Sarmento Leite, 425, Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

Elementos estruturais esbeltos submetidos a cargas de compressão axial podem falhar de maneira súbita devido a um fenômeno de instabilidade conhecido como flambagem. A flambagem é considerada uma instabilidade elástica, assim, a peça pode perder sua estabilidade sem que o material já tenha atingido a sua tensão de escoamento. Este colapso ocorrerá sempre na direção do eixo de menor momento de inércia de sua seção transversal. Em muitas situações é necessária a utilização de placas perfuradas. Nesse artigo, a Teoria Constructal será utilizada para otimizar geometricamente placas finas perfuradas, submetidas a compressão uniaxial, tendo como objetivo obter a dimensão ótima do furo que maximize a carga crítica de flambagem. Para isso diversas simulações numéricas foram realizadas, utilizando um modelo computacional baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF). Observou-se que para todos os valores de ϕ (relação entre o volume do furo e o volume da placa) analisados, a placa que apresenta melhor desempenho sob compressão uniaxial é a que possui a maior relação H/L (relação entre a altura e o comprimento da placa). No que diz respeito à análise individual de cada placa, a que obteve o maior acréscimo percentual no valor de carga crítica de flambagem em relação a uma placa sem furo foi a placa 1 ($H/L = 1.00$), chegando a 198,98%. A placa que apresentou o menor acréscimo percentual foi a placa 4 ($H/L = 0.25$), com 7,72%. Ao realizar uma comparação global entre as placas, a que obteve o melhor desempenho foi a placa 1 ($H/L = 1.00$), apresentando uma carga crítica máxima de flambagem 176.85% maior que a carga crítica máxima na placa de pior desempenho, placa 4 ($H/L = 0.25$).

Palavras-chave: Teoria Constructal, flambagem de placas perfuradas, carga crítica, otimização geométrica, Método dos Elementos Finitos (MEF).

1. INTRODUÇÃO

As placas finas são elementos estruturais comumente utilizados em edifícios, pontes, navios, aviões e automóveis. Além disso, muitas estruturas necessitam de furos para a redução do peso próprio ou para fins de

acesso, serviços e até mesmo estética. A presença de furos gera uma redistribuição de tensões acompanhada por uma mudança no comportamento mecânico das placas (Cheng e Zhao, 2010).

Quando estes componentes estruturais são submetidos a uma compressão axial, pode ocorrer flambagem (Megson, 2005). Na flambagem, no momento em que a carga crítica é atingida, ocorre uma súbita flexão da placa na direção transversal ao plano de aplicação da carga (Åkesson, 2007).

Normalmente essa carga possui valor muito inferior à carga que atingiria a tensão de escoamento do material.

O estudo do fenômeno concentra-se em duas categorias: flambagem elástica e flambagem elasto-plástica. Na categoria de flambagem elástica, El-Sawy e Nazmy (2001) investigaram o efeito da geometria nas cargas críticas de flambagem em placas retangulares com furos excêntricos de formato circular e retangular, submetidas a carregamento uniaxial. El-Sawy e Martini (2007) utilizaram o método dos elementos finitos para determinar as cargas de flambagem em placas retangulares carregadas biaxialmente com furos circulares centrados. Já Moen e Schafer (2009) desenvolveram expressões analíticas validadas e resumidas para estimar a influência de furos únicos ou múltiplos na carga crítica de flambagem de placas em flexão ou compressão. No grupo de estudos dedicados para o problema da flambagem elasto-plástica, El-Sawy et al. (2004) investigaram placas quadradas e retangulares carregadas uniaxialmente com furos circulares, incluindo algumas recomendações sobre o tamanho e a posição do furo em placas de diferentes proporções geométricas e coeficientes de esbeltez. Já Paik (2007a, 2007b e 2008) estudou as características do limite de ruptura de placas perfuradas sob carga de cisalhamento, carregamento de compressão axial e compressão biaxial combinadas, propondo um sistema de equações empíricas para prever o limite de ruptura com base na análise de regressão dos resultados de análises não-lineares por elementos finitos. Os estudos de Maiorana et al. (2008 e 2009) concentraram-se nas análises lineares e não lineares por elementos finitos de placas perfuradas submetidas à carga simétrica localizada. Real et al. (2011) realizaram a otimização geométrica de placas perfuradas sob flambagem, para três tipos de furos, utilizando a Teoria Constructal.

A Teoria Constructal, que será utilizada ao longo desse trabalho, é baseada no princípio da ótima distribuição das imperfeições. Desse modo, empregando uma abordagem computacional aliada à Teoria Constructal, o objetivo deste trabalho foi obter a geometria ótima do furo elíptico em placas finas sob flambagem elástica, de forma a maximizar a carga crítica suportada pela mesma. Até o momento, a maioria dos estudos empregando a Teoria Constructal é dedicada ao desenvolvimento de geometrias ótimas em problemas de mecânica dos fluidos e de transferência de calor. No entanto, é possível considerar as estruturas sólidas como sistemas que são configurados de modo a facilitar o fluxo de tensões. Esse ponto de vista é bastante incomum, mas é eficaz quando o objetivo é descobrir a melhor configuração do volume submetido ao esforço (Lorente et al., 2010). Quando a Teoria Constructal é utilizada na investigação de geometrias ótimas em estruturas sólidas, utiliza-se a denominação de Constructal Design.

2. METODOLOGIA

Inicialmente uma placa sem furo foi estudada analiticamente e numericamente. Os resultados obtidos foram comparados para realizar a verificação do modelo numérico. Depois o valor da carga crítica de flambagem presente na placa sólida foi adotado como parâmetro comparativo para as placas perfuradas de iguais dimensões. Por fim, o processo de otimização geométrica através da Teoria Constructal foi realizado.

2.1 Flambagem de Placas

Em inúmeras situações de projeto, placas finas são submetidas a cargas de compressão uniaxial. A grande esbeltez desses componentes faz com que elas sejam suscetíveis a instabilidades como a flambagem (Real e Isoldi, 2010). Para uma placa fina retangular com comprimento L , largura H , espessura t e submetida a uma carga P , a solução analítica para a sua tensão crítica é dada por (Åkesson, 2007; El-Sawy e Nazmy, 2001; Wang et al., 2005):

$$\sigma_{cr} = k\pi^2 E / [12(1 - \nu^2)(H/t)^2] \quad (1)$$

onde π é uma constante matemática, E e ν são o módulo de Young e coeficiente de Poisson do material, respectivamente, a razão H/t é a esbeltez da placa e k é o coeficiente de flambagem, dado por:

$$k = [m(H/L) + (1/m)(L/H)]^2 \quad (2)$$

sendo m o número de meias ondas que ocorrem na placa na direção longitudinal, definindo o modo de flambagem da placa.

Quando a carga P atinge o valor crítico, ocorre a flambagem da placa que pode ocasionar o colapso da mesma em seguida. Para uma carga abaixo desse valor, é possível aplicar uma carga transversal adicional sem que ocorra flambagem. Quanto mais próximo for o valor da carga axial do valor da carga crítica, menor é a capacidade da estrutura em suportar uma carga transversal adicional. Quando a carga axial atinge o valor da

carga crítica, essa capacidade é nula. A carga crítica de flambagem é definida pelo produto da tensão crítica de flambagem pela espessura da placa:

$$P_{cr} = (k\pi^2 Et^3)/[12H^2(1 - \nu^2)] \quad (3)$$

A Tabela 1 mostra as propriedades do material e as dimensões das placas estudadas nesse trabalho.

Tabela 1. Características das placas sólidas.

Característica	Placa 1	Placa 2	Placa 3	Placa 4
E	210.0 GPa	210.0 GPa	210.0 GPa	210.0 GPa
ν	0.3	0.3	0.3	0.3
H	1.0 m	1.0 m	1.0 m	1.0 m
L	1.0 m	2.0 m	3.0 m	4.0 m
t	10.0 mm	10.0 mm	10.0 mm	10.0 mm

Aplicando a Eq. (2), utilizando as informações da Tab. 1 e assumindo que são geradas uma, duas, três e quatro meias ondas na direção longitudinal das placas 1, 2, 3 e 4, respectivamente, obtém-se os coeficientes de flambagem: $k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = 4.0$. Através da Eq. (3), os valores analíticos para a carga crítica de flambagem para as placas 1, 2, 3 e 4 são $P_{cr1} = P_{cr2} = P_{cr3} = P_{cr4} = 759.20$ kN/m.

O modelo numérico foi desenvolvido através do software de elementos finitos ANSYS®. Foi utilizado o elemento SHELL93 de oito nós e integração reduzida. O elemento possui seis graus de liberdade em cada nó: três translações (u , v , w) e três rotações (Θ_x , Θ_y , Θ_z) (ANSYS User's Manual, 2005).

Para o estudo numérico do fenômeno da flambagem foi adotada a análise elástica de autovalores. As equações de equilíbrio por elementos finitos para este tipo de análise envolvem a solução de equações algébricas homogêneas cujo autovalor mais baixo corresponde à carga crítica de flambagem e o autovetor associado representa o primeiro modo de flambagem (Madenci e Guven, 2006).

A formulação utilizada na análise inclui tanto os termos lineares como os não-lineares. Assim, a matriz de rigidez total $[K]$, é obtida pela soma da matriz de rigidez convencional para pequenas deformações, $[K_E]$, com outra matriz, $[k_g]$, chamada matriz de rigidez geométrica. A matriz $[k_g]$ depende não só da geometria, mas também do esforço normal de compressão existente no início do carregamento, $\{P_0\}$. Então, o deslocamento total da placa $\{U\}$ associado a um nível de carga $\{P_0\}$ pode ser escrito como (Przemieniecki, 1985):

$$\{U\} = [[K_E] + \lambda[K_G]]^{-1} \lambda\{P_0\} \quad (4)$$

onde λ é um escalar.

Na flambagem, a placa apresenta um grande crescimento nos deslocamentos sem crescimento da carga. Por definição matemática é possível determinar a matriz inversa como a matriz adjunta dividida pelo determinante dos coeficientes, então os deslocamentos $\{U\}$ tendem a infinito quando:

$$\det[[K_E] + \lambda[K_G]] = 0 \quad (5)$$

A Equação (5) representa um problema de autovalores, que quando resolvido gera o menor autovalor, λ_1 , que corresponde à carga crítica $\{P_{cr}\} = \lambda_1\{P_0\}$ em que ocorre flambagem. Além disso, o vetor de deslocamento associado $\{U\}$ define a forma do modo de flambagem. O problema de autovalores é resolvido usando o método numérico de Lanczos (ANSYS User's Manual, 2005).

Logo, para a verificação do modelo computacional, as cargas críticas de quatro placas não perfuradas foram numericamente avaliadas e o resultado foi comparado com as soluções analíticas dadas pela Eq. (3). As placas foram discretizadas adotando um elemento triangular com lados de tamanho de 50.00 mm (H/20). Os resultados numéricos para a carga crítica de flambagem nas placas 1, 2, 3 e 4 foram 753.99 kN/m, 755.30 kN/m, 755.74 kN/m e 755.95 kN/m, mostrando uma diferença de -0.69%, -0.51%, -0.46% e -0.43%, respectivamente, em relação às soluções analíticas, o que mostra a boa precisão do modelo numérico.

2.2 Constructal Design aplicado a Placas Perfuradas sob Flambagem

A Teoria Constructal quando usada na otimização geométrica de problemas de engenharia é chamada de *Constructal Design*. Neste trabalho o *Constructal Design* foi empregado no estudo de placas finas com furo elíptico centrado, considerando quatro diferentes dimensões de placas: 1m x 1m, 1m x 2m, 1m x 3m e 1m x 4m. As dimensões dos furos sofreram variações, sendo governadas por um parâmetro chamado fração volumétrica (ϕ). Esse parâmetro representa a relação entre o volume do furo (V_0) e o volume total da placa sem furo (V). Então, para a placa com um furo elíptico centrado (Fig. 1), a fração volumétrica é definida por:

$$\phi = V_0/V = [(\pi H_0 L_0 t)/4]/(HLt) = (\pi H_0 L_0)/(4HL) \quad (6)$$

onde H_0 e L_0 são as características dimensionais do furo nas direções y e x , respectivamente; H é a largura da placa, L é o comprimento e t é a espessura da placa.

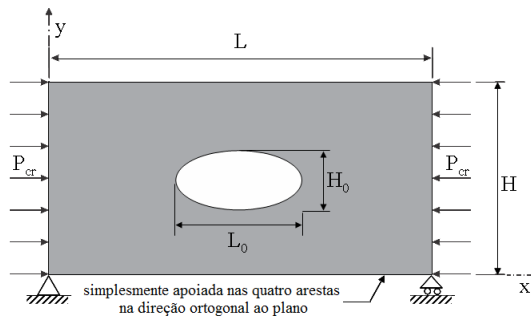


Figura 1. Placa com furo elíptico centrado.

O objetivo em todas as análises foi determinar a geometria ótima do furo (H_0/L_0) que é caracterizada pela maximização carga crítica de flambagem. Com base na Teoria Constructual, as variáveis do problema foram consideradas adimensionais:

$$\tilde{x}, \tilde{y}, \tilde{t}, \tilde{H}, \tilde{L}, \tilde{H}_0, \tilde{L}_0 = (x, y, t, H, L, H_0, L_0)/(HL)^{1/2} \quad (7)$$

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A análise foi realizada considerando três diferentes valores de fração volumétrica, ϕ , para cada uma das placas. Foram estudadas quatro diferentes relações de H/L . Uma variação do grau de liberdade H_0/L_0 foi realizada para cada caso. Além disso, os valores numericamente obtidos para a carga crítica de flambagem foram divididos pela carga crítica analítica da placa sem perfuração, definindo assim a carga crítica adimensional.

A Figura 2 mostra o comportamento da carga crítica adimensional de flambagem em função do grau de liberdade H_0/L_0 para a placa 1 com furo elíptico centrado.

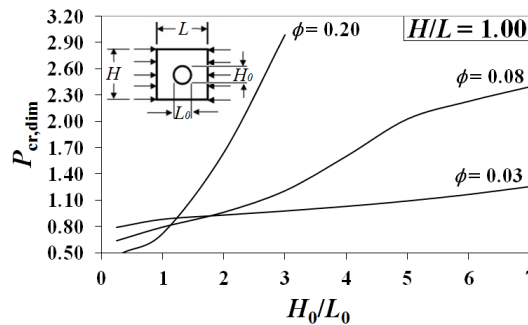


Figura 2. Placa 1: otimização da carga crítica adimensional de flambagem.

Percebe-se na Fig. 2 que para cada fração volumétrica há um valor máximo de carga crítica localizado no extremo superior da relação H_0/L_0 . Nota-se também, para valores de H_0/L_0 superiores a 2.0, um aumento da carga crítica com o aumento de ϕ .

Na Figura 3 são mostradas as topologias referentes aos valores máximos de carga crítica de flambagem para as três frações volumétricas (ϕ): 0.03 (Fig. 3(a)), 0.08 (Fig. 3(b)) e 0.20 (Fig. 3(c)) e respectivas relações de H_0/L_0 otimizadas.

O comportamento da placa nas Fig. 3(a), Fig. 3(b) e Fig. 3(c) indica a formação de duas meias ondas.

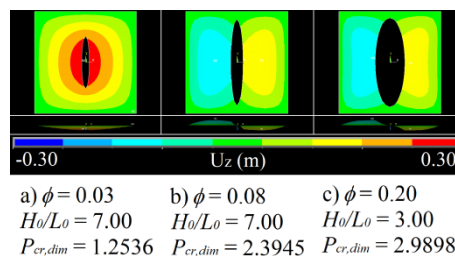


Figura 3. Forma flambada da placa 1.

Posteriormente, analisou-se a placa 2, e os resultados da carga crítica adimensional de flambagem em função da relação H_0/L_0 são apresentados na Fig. 4.

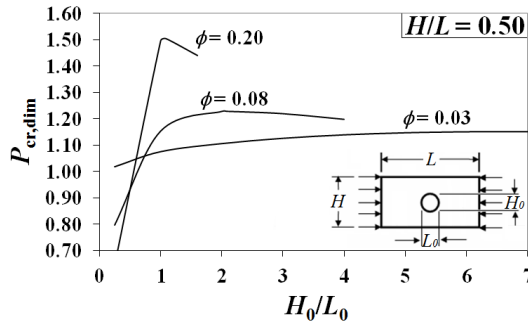


Figura 4. Placa 2: otimização da carga crítica adimensional de flambagem.

Comparando o comportamento exposto na Fig. 4 com o comportamento apresentado na Fig. 2, é possível verificar uma tendência diferente, ou seja, o valor máximo para a carga crítica em função da variação do grau de liberdade H_0/L_0 , ocorre em uma zona intermediária do intervalo. A carga crítica é maior para valores de H_0/L_0 superiores a 1.0, o que caracteriza elipses com eixo maior na direção vertical.

A Figura 5 mostra as topologias do modo de flambagem para a placa 2, com frações volumétricas de $\phi = 0.03$, $\phi = 0.08$ e $\phi = 0.20$ e respectivas relações ótimas de H_0/L_0 : 6.58 (Fig. 5(a)), 2.10 (Fig. 5(b)) e 1.08 (Fig. 5(c)).

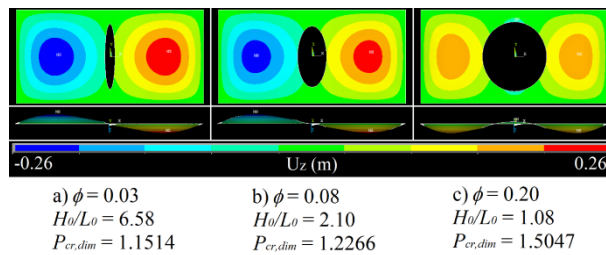


Figura 5. Forma flambada da placa 2.

Nota-se que para uma menor relação H_0/L_0 , que representa uma maior intrusão do furo na placa na direção longitudinal, três meias ondas são formadas, como observado na Fig. 5(c). Já as outras duas topologias (Fig. 5(a) e Fig. 5(b)) são muito semelhantes entre si. Em ambas ocorre a formação de duas meias ondas e possuem deslocamentos distribuídos de maneira mais uniforme em relação à Fig. 5(c).

Em seguida, foi analisada a placa 3, e os resultados da carga crítica adimensional de flambagem em função da relação H_0/L_0 são apresentados na Fig. 6.

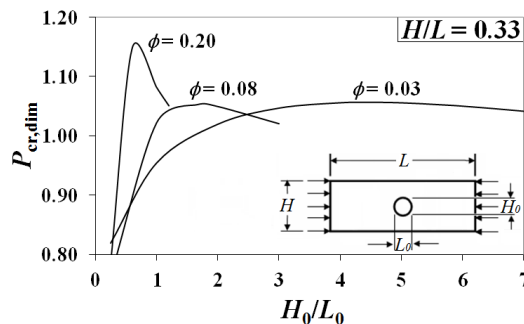


Figura 6. Placa 3: otimização da carga crítica adimensional de flambagem.

Observa-se na Fig. 6 um comportamento semelhante ao apresentado na Fig. 4, onde o valor máximo para a carga crítica em função da variação do grau de liberdade H_0/L_0 ocorre em uma zona intermediária do intervalo.

A Figura 7 mostra as topologias do modo de flambagem para a placa 3, com frações volumétricas de $\phi = 0.03$, $\phi = 0.08$ e $\phi = 0.20$ e suas respectivas relações ótimas de H_0/L_0 : 4.47 (Fig. 7(a)), 1.67 (Fig. 7(b)) e 0.60 (Fig. 7(c)).

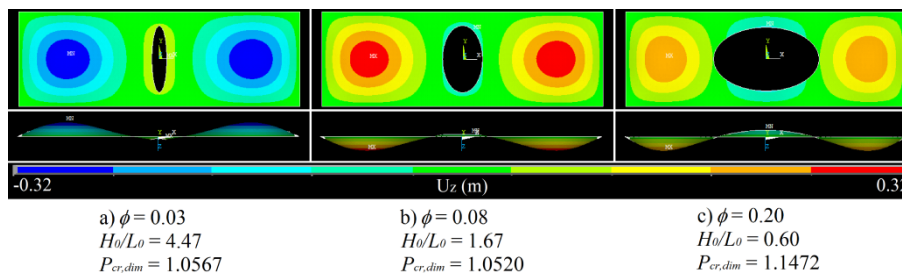


Figura 7. Forma flambada da placa 3.

Nota-se que nas três topologias exibidas na Fig. 7, diferentemente dos casos anteriores, há a formação de três meias ondas.

Por último, foi analisada a placa 4, e os resultados da carga crítica adimensional de flambagem em função da relação H_0/L_0 são apresentados na Fig. 8.

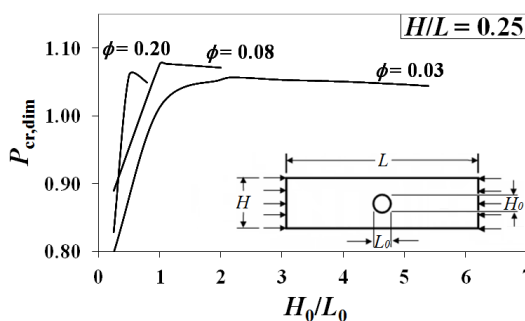


Figura 8. Placa 4: otimização da carga crítica adimensional de flambagem.

Observa-se na Fig. 8 um comportamento semelhante ao apresentado nas Fig. 4 e Fig. 6, onde o valor máximo para a carga crítica em função da variação do grau de liberdade H_0/L_0 ocorre em uma zona intermediária do intervalo.

A Figura 9 mostra as topologias do modo de flambagem para a placa 4, com frações volumétricas de $\phi = 0.03$, $\phi = 0.08$ e $\phi = 0.20$ e suas respectivas relações ótimas de H_0/L_0 : 2.31 (Fig. 9(a)), 1.11 (Fig. 9(b)) e 0.50 (Fig. 9(c)).

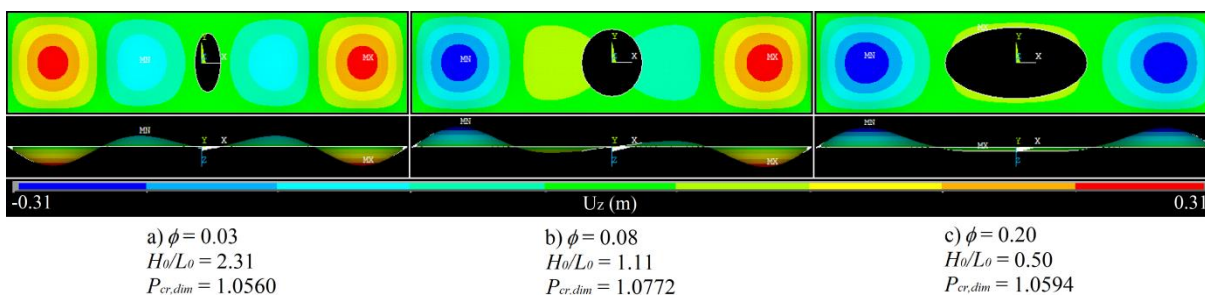


Figura 9. Forma flambada da placa 4.

Nota-se que para uma menor relação H_0/L_0 , que representa uma maior intrusão do furo na placa na direção longitudinal, três meias ondas são formadas, como observado na Fig. 9(c). Já as outras duas topologias (Fig. 9(a) e Fig. 9(b)) são muito semelhantes entre si, em ambas ocorre a formação de quatro meias.

A Figura 10(a) mostra a influência da fração volumétrica sobre a máxima carga crítica adimensional de flambagem para as quatro placas estudadas. Isso enfatiza que a carga crítica cresce com a elevação da relação H/L e também com o aumento da fração volumétrica ϕ , com exceção da placa 4 ($H/L = 0.25$), na qual ocorre um pequeno decréscimo da carga crítica com a elevação de ϕ .

A Figura 10(b) mostra os valores otimizados $(H_0/L_0)_o$ em função da fração volumétrica (ϕ) para cada uma das quatro placas abordadas. Pode-se observar que o mesmo comportamento é exibido nas placas 2, 3 e 4: o valor ótimo $(H_0/L_0)_o$ decresce com o aumento da fração volumétrica do furo (ϕ). Já no caso da placa 1, ocorre uma pequena elevação do valor ótimo $(H_0/L_0)_o$ para o intervalo de ϕ situado entre 0.03 e 0.07, e um decréscimo desse valor ótimo para valores superiores de ϕ .

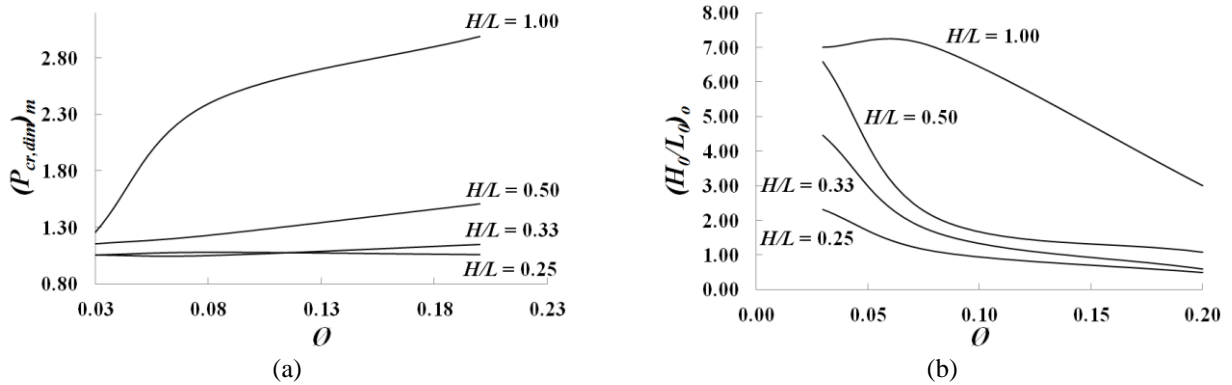


Figura 10. Influência de \emptyset . (a) Máxima carga crítica adimensional de flambagem $(P_{cr,dim})_m$ como função de \emptyset para todas as placas. (b) Relações otimizadas de $(H_0/L_0)_o$ como função de \emptyset para todas as placas.

A Tabela 2 mostra os acréscimos percentuais de carga crítica em cada placa.

Tabela 2. Acréscimo percentual de carga crítica.

	Placa 1	Placa 2	Placa 3	Placa 4
P_{cr} Placa sem Furo	753.99 kN/m	755.30 kN/m	755.74 kN/m	755.95 kN/m
P_{cr} Máxima	2254.30 kN/m	1136.50 kN/m	866.97 kN/m	814.28 kN/m
Percentual de Acréscimo	198.98 %	50.47 %	14.72 %	7.72 %

Por último, a Fig. 11 mostra os valores máximos de carga crítica adimensional em função da relação H/L para cada uma das três frações volumétricas analisadas (\emptyset). Pode-se observar que o mesmo comportamento ocorre para as três frações volumétricas: o valor máximo de carga crítica adimensional de flambagem $(P_{cr,dim})_m$ apresenta elevação com o aumento de H/L .

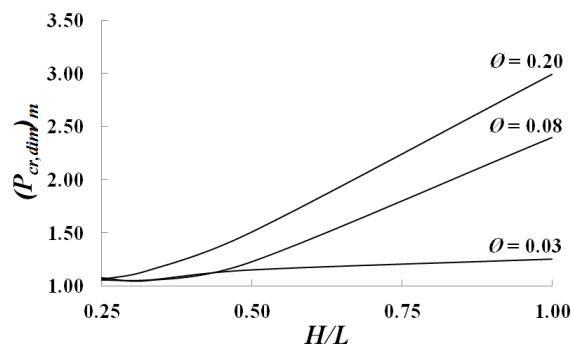


Figura 11. Carga crítica adimensional máxima como função de H/L para todas as frações volumétricas (\emptyset).

É importante salientar que o método utilizado para a determinação da carga crítica de flambagem nas placas assume um comportamento linear elástico do material. Sendo assim, os resultados obtidos aqui são válidos apenas se a carga crítica de flambagem calculada não gera tensão normal superior à tensão de escoamento do material, quando aplicada à placa. Se o limite de escoamento for atingido, torna-se necessária uma análise não linear de elementos finitos, incluindo não linearidades física e geométrica (Real et al., 2011).

4. CONCLUSÕES

A importância de placas finas perfuradas como membros estruturais é evidente em muitas aplicações de engenharia. Portanto, este trabalho foi desenvolvido com o objetivo de obter a melhor geometria elíptica que forneça a máxima carga crítica de flambagem.

Percebe-se que as geometrias otimizadas foram definidas de acordo com o Princípio Constructal da ótima distribuição de imperfeições, mostrando que a Teoria Constructal pode ser usada para obter as formas ótimas em problemas de mecânica dos sólidos com a mesma eficiência que é usada em problemas de mecânica dos fluidos e transferência de calor.

Observou-se que para todos os valores de \emptyset analisados, a placa que apresenta melhor desempenho quando comprimida axialmente é a que possui a maior relação H/L .

No que diz respeito à análise individual de cada placa, a que obteve o maior acréscimo percentual no valor de carga crítica de flambagem em relação à uma placa sem furo foi a placa 1 ($H/L = 1.00$), chegando a 198,98%. A placa que apresentou o menor acréscimo percentual foi a placa 4 ($H/L = 0.25$), com 7,72%.

Ao realizar uma comparação global entre as placas, a que obteve o melhor desempenho foi a placa 1 ($H/L = 1.00$), apresentando uma carga crítica máxima de flambagem 176.85% maior que a carga crítica máxima na placa de pior desempenho, placa 4 ($H/L = 0.25$).

Uma sequência natural deste trabalho é a investigação do comportamento estrutural de placas finas perfuradas sob compressão uniaxial, considerando ambas as não linearidades geométricas e materiais.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Åkesson, B., 2007. Plate buckling in bridges and other structure. Taylor & Francis.
- ANSYS User's Manual (version 10.0), 2005. Swanson Analysis System Inc, Houston.
- Cheng, e Zhao, J., 2010. "Strengthening of perforated plates under uniaxial compression: Buckling analysis". *Thin-Walled Structures*, Vol. 48, pp. 905-914.
- El-Sawy, K.M. e Nazmy, A.S., 2001. "Effect of aspect ratio on the elastic buckling of uniaxially loaded plates with eccentric holes". *Thin-Walled Structures*, Vol. 39, pp. 983-998.
- El-Sawy, K.M., Nazmy, A.S. e Martini, M.I., 2004. "Elasto-plastic buckling of perforated plates under uniaxial compression". *Thin-Walled Structures*, Vol. 42, pp. 1083-1101.
- El-Sawy, K.M. e Martini, M.I., 2007. "Elastic stability of bi-axially loaded rectangular plates with a single circular hole". *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, pp. 122-33.
- Lorente, S., Lee, J. e Bejan, A., 2010. "The "flow of stresses" concept: the analogy between mechanical strength and heat convection". *Int. J. Heat Mass Transfer*, Vol. 53, pp. 2963-2968.
- Madenci, E. e Guven, I., 2006. *The Finite Element Method and Applications in Engineering Using ANSYS®*. Ed. Springer.
- Maiorana, Pellegrino, C. e Modena, C., 2008. "Linear buckling analysis of perforated plates subjected to localized symmetrical load". *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 3151-3158.
- Maiorana, Pellegrino, C. e Modena, C., 2009. "Non-linear analysis of perforated steel plates subjected to localized symmetrical load". *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65, pp. 959-964.
- Megson, T.H.G., 2005. *Structural and Stress Analysis*. Ed. Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Moen, D. e Schafer, B.W., 2009. "Elastic buckling of thin plates with holes in compression or bending". *Thin-Walled Structures*, Vol. 47, pp. 1597-1607.
- Paik, J.K., 2007a. "Ultimate strength of perforated steel plates under edge shear loading". *Thin-Walled Structures*, Vol. 45, pp. 301-306.
- Paik, J.K., 2007b. "Ultimate strength of perforated steel plates under axial compressive loading along short edges". *Ships and Offshore Structures*, Vol. 2.
- Paik, J.K., 2008. "Ultimate strength of perforated steel plates under combined biaxial compression and edge shear loads". *Thin-Walled Structures*, Vol. 46, pp. 207-213.
- Przemieniecki, J.S., 1985. *Theory of Matrix Structural Analysis*. Ed. Dover Publications.
- Real, M.V. e Isoldi, L.A., 2010. "Finite element buckling analysis of uniaxially loaded plates with holes". in *Southern Conference on Computational Modeling*, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, pp. 69-73.
- Real, M.V., Isoldi, L.A., Correia, A.L.G., Vaz, J., dos Santos, E.D. e Rocha, L.A.O., 2011. "Geometric optimization based on the constructal design of perforated thin plates subject to buckling". in *Constructal Law Conference*, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Vol. 1, pp. 1-9.
- Wang, C.M., Wang, C.Y. e Reddy, J.N., 2005. *Exact solutions for buckling of structural members*. CRC Press.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

OTIMIZAÇÃO GEOMÉTRICA DE PLACAS COM ENRIJECEDORES SUBMETIDAS À FLEXÃO

Thiago da Silveira¹, Anderson L. G. Correia¹, Caio C. C. da Silva¹, Luiz A. O. Rocha², Mauro de V. Real¹,
Elizaldo D. dos Santos¹, Liércio A. Isoldi¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: engmects@hotmail.com
e-mail: anderson_luis_88@hotmail.com
e-mail: caiocesarcivil@hotmail.com
e-mail: mauroreal@furg.br
e-mail: elizaldosantos@furg.br
e-mail: liercioisoldi@furg.br

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Departamento de Engenharia Mecânica
Rua Sarmento Leite, 425, Porto Alegre, RS, Brasil
e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

RESUMO

As placas enrijecidas são muito utilizadas em estruturas navais. Quando estas estruturas estão sob forte ação de cargas de flexão, é necessário que os reforços contribuam para a redução da deflexão da placa. O Método de Elementos Finitos (MEF) pode ser utilizado para obter os valores da deflexão resultante de cargas de flexão sobre a placa. Para otimizar a geometria da placa enrijecida faz-se uso da Teoria Constructal desenvolvida por Adrian Bejan. Com as geometrias otimizadas, é possível a obtenção de deflexões que apresentam melhoria de aproximadamente 84% em relação às placas sem enrijecedores.

Palavras-chave: *Placas com enrijecedores, Flexão, Método de Elementos Finitos, ANSYS, Teoria Constructal, Constructal Design.*

1. INTRODUÇÃO

Placas finas de aço são componentes muito comuns na indústria naval e oceânica. São empregados, por exemplo, em conveses e no fundo de cascos de navios e em painéis e plataformas de estruturas offshore (Real e Isoldi, 2010). Para aumentar a resistência mecânica destes elementos estruturais, sem comprometer o peso total da estrutura, comumente são utilizados enrijecedores anexos às placas (Fig.1).

A estrutura global de um navio é normalmente referida como sendo uma viga caixão ou viga casco. Geralmente, isto é feito projetando a viga de casco com uma série de painéis rígidos (Rigo e Rizzuto, 2003). Estruturas principais de casco de navio como conveses, cascas, e anteparos são compostas de painéis rígidos, os quais incluem as placas com enrijecedores. Estes componentes estruturais devem suportar diferentes tipos de solicitações mecânicas, como as forças laterais geradas pela pressão da água (Okumoto et al., 2009).

A carga hidrostática, que é a diferença entre a pressão interna e externa, é transferida a partir de chapas de reforços, que por sua vez, através da ação do feixe, transfere as cargas para as vigas transversais (Bai, 2003).

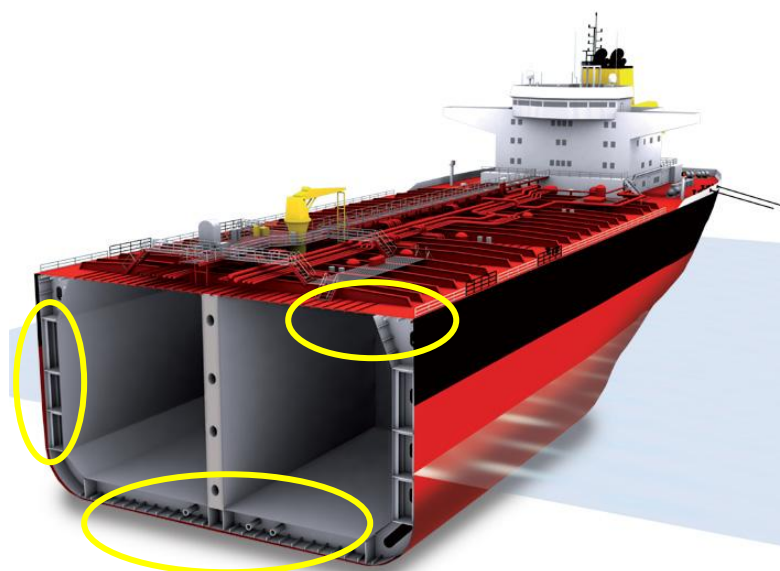


Figura 1. Secção de um casco de navio apresentando as placas com enrijecedores
(<http://picasaweb.google.com/lh/photo/AVoiffJxsgV-zm9wzHjiYRHlv2rCQID9IGybFt1W1Vw>).

Utilizando como exemplo a incidência da pressão da água sobre as placas com enrijecedores, estas estruturas apresentam uma tendência de estarem submetidas à flexão, o que resulta numa translação no sentido transversal ao plano da placa, U_z . É desejável que este deslocamento do elemento estrutural seja minimizado, sendo este o objetivo deste trabalho: otimizar geometricamente uma placa enrijecidas submetida à flexão utilizando uma abordagem computacional.

Para isso, o estudo foi baseado na Teoria Constructal desenvolvida em (Bejan, 1997; Bejan, 2000), que quando aplicada à otimização geométrica de problemas de engenharia é chamada de Constructal Design. Atualmente o Constructal Design tem sido amplamente aplicado nas áreas de mecânica dos fluidos e de transferência de calor. Entretanto existem poucas publicações utilizando o Constructal Design na otimização geométrica de problemas de mecânica dos sólidos.

Uma classe específica de problema térmico onde a arquitetura do sistema é definida considerando o acoplamento entre a transferência de calor e a resistência mecânica foi estudada em (Lorente e Bejan, 2002). Em (Lorente et al., 2010) a analogia entre a configuração geométrica do fluxo de calor, do escoamento de fluido e da distribuição de tensão mecânica foi apresentada. Publicações considerando somente a análise estrutural são mais recentes: em (Isoldi et al., 2011) a otimização geométrica para problemas de concentração de tensões em placas perfuradas foi desenvolvida; e em (Real et al., 2011; Rocha et al., 2012) o Constructal Design foi aplicado no estudo da flambagem elástica de placas finas perfuradas.

Então, aliando o Constructal Design à modelagem computacional, que é baseada no Método dos Elementos Finitos (MEF), duas análises foram desenvolvidas. Na primeira, o posicionamento de enrijecedores foi estudado; e por fim uma investigação sobre a relação ótima entre a altura e a espessura de um enrijecedor retangular foi investigada. Em ambas as análises, a função objetivo foi minimizar o deslocamento máximo da placa enrijecida.

2. METODOLOGIA

Nesta pesquisa o software ANSYS®, que é baseado no MEF, foi empregado para a modelagem computacional dos problemas propostos. O ANSYS é um programa computacional comercial, que pode ser utilizado nas mais diversas classes de problemas de engenharia. Possui habilidades para resolver diferentes tipos de análises estruturais, como por exemplo, análises estáticas, dinâmicas, modais, harmônicas, espectrais e de flambagem. No ANSYS, para uma análise estrutural, os deslocamentos e as rotações (graus de liberdade nodais) são calculados numericamente, e a partir destes valores outras quantidades, como deformações e tensões, são determinadas (ANSYS User's Manual, 2005).

2.1 O Método de Elementos Finitos (MEF)

Com a evolução da ciência, o MEF vem sendo muito utilizado para obtenção de soluções aproximadas para muitos dos problemas encontrados na análise de engenharia, com boa precisão. No campo da análise estrutural, o MEF é usualmente adotado em sua formulação de deslocamento. Desta forma, a estrutura é dividida num certo número de pequenas regiões - os chamados elementos finitos. Estes elementos são assumidos como interconectados por um número determinado de pontos nodais localizados em seus limites (Zienkiewicz e Taylor, 1989; Bathe, 1996).

Um conjunto de funções de interpolação é utilizado para definir exclusivamente o estado de deslocamento dentro de cada elemento, em termos de deslocamentos de seus nós. O estado de “deformação” dentro do elemento é definido através das relações deformação-deslocamento. O estado de tensão ao longo do elemento é determinado pela lei de tensão-deformação do material (Real e Isoldi, 2010).

Através da aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais (PTV), as forças nodais correspondentes a um campo de deslocamento no elemento são determinadas. Estas forças nodais estão relacionadas com os deslocamentos nos nós através da matriz de rigidez do elemento. Assim, as condições de equilíbrio global já foram satisfeitas dentro do elemento (Real e Isoldi, 2010). Então, aplicando-se as equações de equilíbrio a cada ponto nodal, estabelece-se o sistema de equações de equilíbrio da estrutura, que após resolvido fornece os deslocamentos nodais.

2.2 Elemento Utilizado

O programa de modelagem computacional ANSYS® possui diversos tipos de elementos para serem selecionados conforme a análise que se deseja realizar. Para as simulações numéricas desenvolvidas neste trabalho, foi utilizado o elemento SHELL93, tanto nos enrijecedores quanto na placa.

Este elemento possui oito nós e utiliza uma integração reduzida para resolver problemas de cascas finas (Fig. 2). Cada nó deste elemento tem seis graus de liberdade: três translações (U_x , U_y , U_z) e três rotações (θ_x , θ_y , θ_z) (Real e Isoldi, 2010).

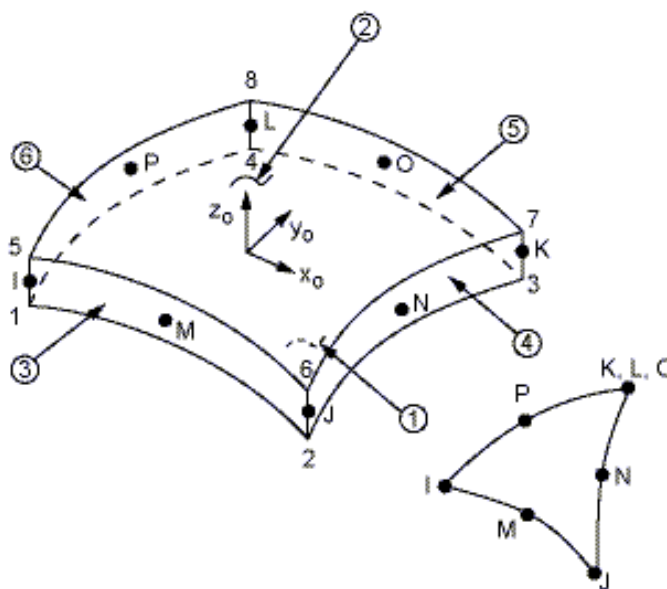


Figura 1. ANSYS SHELL 93 - Geometria do elemento.

2.3 Verificação do Modelo Computacional

Para a verificação da modelagem numérica desenvolvida, foram consideradas duas situações distintas, sempre comparando o resultado numérico com a solução analítica. Em uma primeira verificação, uma placa fina, quadrada, com todos os lados engastados, submetida à pressão uniforme e sem enrijecedores foi considerada; após somente o enrijecedor foi analisado como uma viga com carregamento uniformemente distribuído e bi-engastada.

A placa possui as seguintes dimensões: comprimento $H = 1$ m, largura $L = 1$ m e espessura $t = 10$ mm. A pressão aplicada sobre a placa foi de $q = 10$ kPa e o material da placa (aço) possui módulo de elasticidade $E = 210$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu = 0.3$.

A solução analítica para a deflexão máxima desta placa é definida por (Timoshenko e Woinowsky-Krieger, 1959):

$$U_{z \max} = 0.00126 qL^4 / D \quad (1)$$

onde D é definido pela relação:

$$D = Et^3 / 12(1 - \nu^2) \quad (2)$$

A solução numérica da placa foi obtida discretizando o domínio computacional com uma malha regular formada por 400 elementos quadrados, considerando $H/20$ e $L/20$.

Já a viga de aço bi-engastada, representando aqui o enrijecedor, possui comprimento $l = 1$ m, altura $h = 20$ mm e espessura $b = 15$ mm e foi submetida a uma carga uniformemente distribuída $q = 10$ kPa, possui solução analítica para o cálculo de sua deflexão máxima definida por (Young e Budynas, 2002).

$$U_{z \max} = -ql^4/384 EI \quad (3)$$

Para a solução computacional esta viga foi modelada com uma malha regular gerada por 100 elementos retangulares, considerando $h/5$ e $l/20$.

A Tabela 1 apresenta os valores para a resolução analítica e computacional para as deflexões da placa e da viga (enrijecedor).

Tabela 1. Verificação do modelo computacional.

Componente	U_z Analítico (mm)	U_z Numérico (mm)	Diferença (%)
Placa	- 0.655	- 0.659	0.61
Enrijecedor	- 12.40	- 12.44	0.32

É possível observar na Tab. 1 a excelente concordância entre as soluções numérica e analítica, o que verifica de fato o modelo computacional utilizado neste trabalho.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Considerando a mesma placa e o mesmo enrijecedor empregados na verificação do modelo computacional, bem como as discretizações adotadas, o primeiro problema investigado diz respeito à otimização geométrica do posicionamento dos enrijecedores. A análise foi feita aplicando *Constructal Design*, a fim de obter o valor para d (Fig. 3) que causará uma menor deflexão U_z .

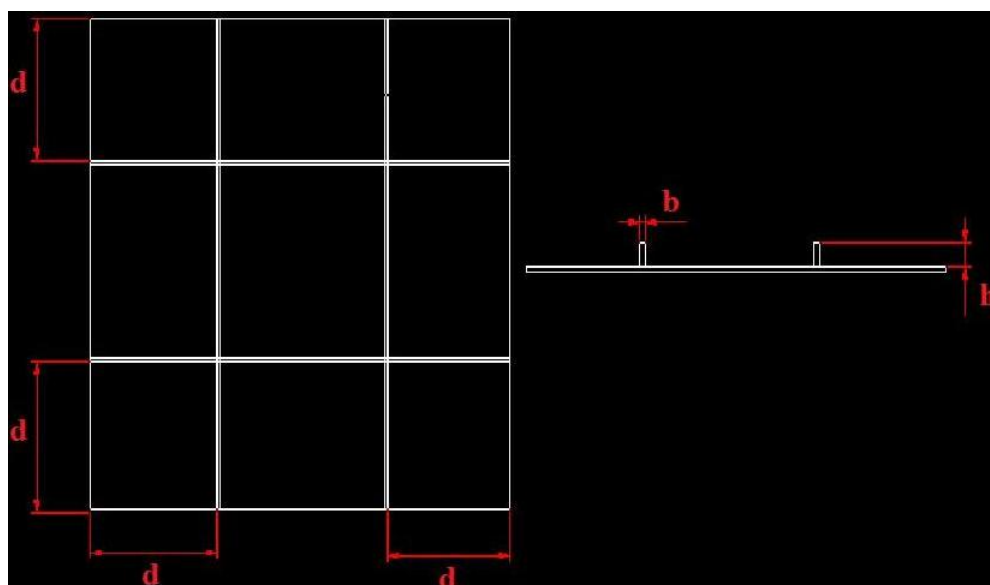


Figura 3. Geometria da placa com as variáveis a serem otimizadas.

Para isso, foi mantida constante a relação de volumes entre enrijecedores e placa, ou fração de volume, definida por:

$$\phi = V_e/V_p = (bhl)/(Lht) = (0.015 \cdot 0.02 \cdot 1)/(1 \cdot 1 \cdot 0.01) = 0.06 \quad (4)$$

onde V_e é o volume de material do enrijecedor e V_p é o volume de material da placa.

Tal parâmetro representa na prática o percentual de material despendido para realizar o reforço estrutural na placa.

Portanto, o enrijecedor deve ter sua altura constante: $h = 20$ mm. Além disso, a soma das áreas das seções transversais em cada direção deve ser $A = 300$ mm², ou seja, quando $d = 0.5$ m, o enrijecedor é único em cada direção (x e y), possuindo $b = 15$ mm, sendo este um caso especial mostrado na Fig. 4. E quando $d \neq 0.5$ m, o enrijecedor tem sua largura dividida em duas partes iguais, logo, $b = 7.5$ mm para cada um dos dois enrijecedores.

Na Tabela 2 são apresentados os casos avaliados para a otimização geométrica da posição dos enrijecedores na placa sob flexão.

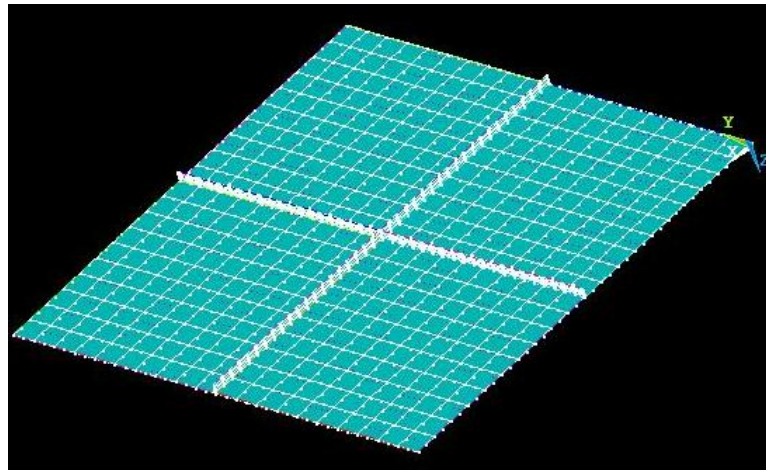


Figura 4. Malha de elementos utilizada na análise do problema.

Tabela 2. Variação da deflexão conforme a posição dos enrijecedores.

Casos avaliados	d (m)	U_z (mm)
1	0.10	-0.64870
2	0.20	-0.58542
3	0.30	-0.48042
4	0.40	-0.39654
5	0.45	-0.37626
6	0.50	-0.37398

Com os valores encontrados pode ser notada facilmente a característica da placa de reduzir a sua deflexão quando o valor d se aproxima de 0.5 m. A Figura 5 mostra o comportamento da placa conforme varia a posição dos enrijecedores.

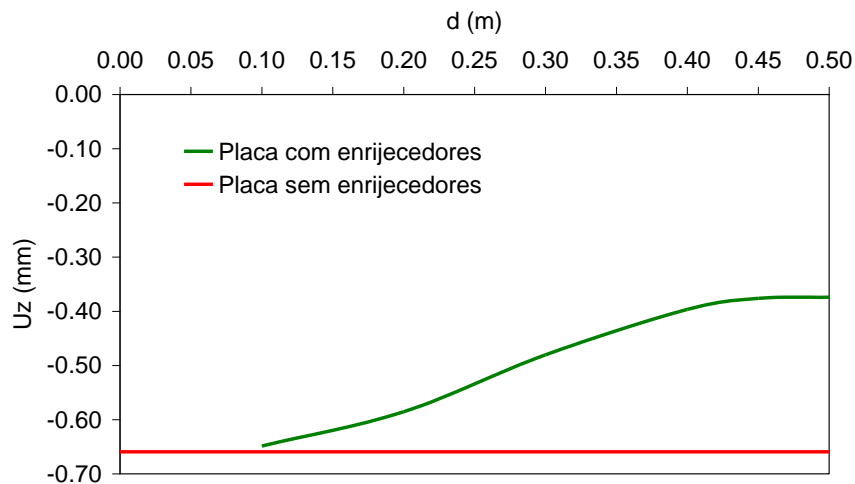


Figura 2. Gráfico representativo do comportamento de U_z com a variação da distância d , para um $\phi = 0.06$.

Com base nestes resultados, chega-se a um valor otimizado para a posição dos enrijecedores (Fig. 6) onde tem-se a deflexão ótima da placa $U_z(mín) = -0.37398$ mm, quando $d = 0.5$ m.

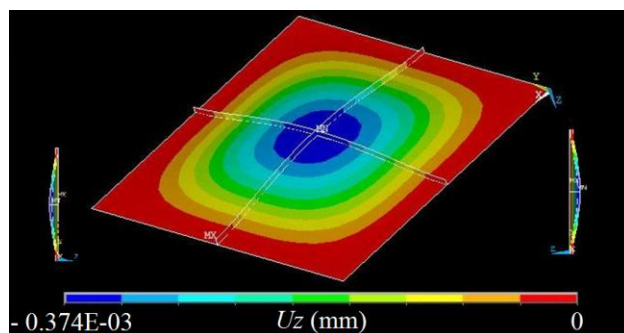


Figura 6. Comportamento da placa enrijecida sob solicitação de flexão: $\phi = 0.06$; $d = 0.5$ m; $U_z = -0.37398$ mm.

A Figura 7 apresenta uma das análises feitas em posição intermediária, ou seja, entre o centro da placa e a borda lateral.

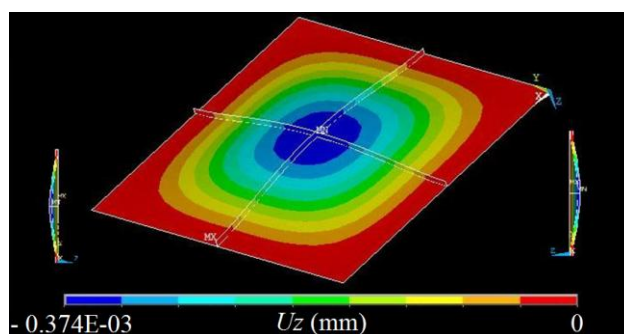


Figura 7. Comportamento da placa enrijecida sob solicitação de flexão: $\phi = 0.06$; $d = 0.3$ m; $U_z = -0.48042$ mm.

Uma segunda otimização é proposta. Ainda mantendo a relação de volumes $\phi = 0.06$, agora a Teoria Constructal será aplicada a fim de otimizar a relação entre h e b , do enrijecedor. Mantendo a área da secção transversal do enrijecedor fixa em $A = 300$ mm² e a placa com o mesmo dimensional, agora será fixada a posição $d = 0.5$ m.

A relação entre b e h deverá respeitar as equações:

$$\lambda = h/b \tag{5}$$

$$h = \sqrt{A/\lambda} \tag{6}$$

$$b = \sqrt{A \cdot \lambda} \tag{7}$$

Tabela 3. Variação da deflexão conforme varia a relação λ .

λ	h (mm)	b (mm)	A (mm ²)	U_z (mm)
10.00	54.77	5.48	300	-0.107
6.67	44.72	6.71	300	-0.144
5.00	38.73	7.75	300	-0.177
4.00	34.64	8.66	300	-0.205
3.33	31.62	9.49	300	-0.231
2.50	27.39	10.95	300	-0.274
2.00	24.49	12.25	300	-0.309
1.54	21.48	13.96	300	-0.351
0.77	15.19	19.75	300	-0.457
0.50	12.25	24.49	300	-0.511
0.10	5.48	54.77	300	-0.623

Com a análise da variação da relação λ , relação esta que varia a espessura e a altura do enrijecedor mantendo a área da secção transversal constante, pode-se observar que conforme aumenta a dimensão h do enrijecedor,

diminui a sua deflexão U_z devido à solicitação imposta pela carga $q = 10$ kPa. A Figura 8 mostra o comportamento da deflexão na placa conforme é variada a relação entre altura e largura do enrijecedor.

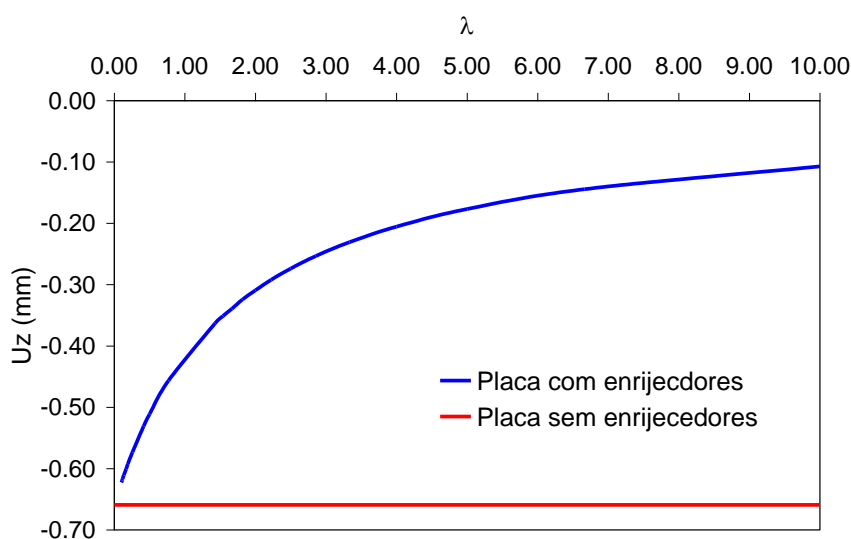


Figura 8. Variação da deflexão U_z da placa em função da variação da relação h/b , para um $\phi = 0.06$.

Através da análise do gráfico apresentado na Fig. 8 pode-se perceber uma configuração ótima, para os parâmetros fixados, que resulta na menor deflexão U_z da placa sob flexão. Esta configuração ótima para uma relação de volumes $\phi = 0.06$ e uma posição $d = 0.5$ m dos enrijecedores (Fig. 9) é quando a relação $\lambda = 10$ é respeitada e o valor obtido numericamente para a deflexão é $U_z = -0.107$ mm.

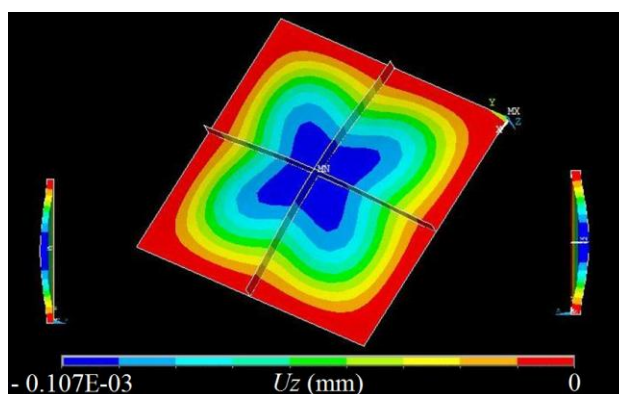


Figura 9. Comportamento da placa enrijecida sob solicitação de flexão: $\phi = 0.06$; $\lambda = 0.10$; $U_z = -0.10725$ mm.

4. CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi combinar a modelagem computacional através do MEF com a Teoria Constructral na otimização geométrica de placas com enrijecedores sob pressão lateral.

Os resultados mostram que a concentração dos enrijecedores na região central da placa é a maneira mais eficiente de minimizar a deflexão transversal da placa. A condição otimizada para o primeiro caso, apresenta uma deflexão $U_z = -0.374$ mm, o que é 43.27% menor do que a deflexão da placa sob mesmas condições, porém, sem os enrijecedores. Quanto ao formato do enrijecedor, os resultados mostram que, para uma mesma quantidade de material, o melhor enrijecedor é aquele que possui a maior relação h/b . Com uma relação $h/b = 10.00$, que é a relação ótima, foi obtida uma deflexão $U_z = -0.107$ mm, o que representa uma melhoria de 83.73% em relação à placa sem enrijecedores. Com os enrijecedores na mesma posição, em $d = 0.5$ m, o segundo caso, onde a área da seção transversal é a mesma e é variada a relação h/b , apresenta uma melhoria de 71.39% na deflexão em relação ao h/b adotado na primeira otimização.

Estes resultados iniciais mostram o potencial da utilização da Teoria Constructral combinada com a modelagem computacional na otimização geométrica de placas com enrijecedores, que são elementos muito utilizados nas estruturas navais e offshore.

No futuro, outras análises deverão ser realizadas considerando-se outras condições de contorno, espessuras de placa, formato e espaçamento de enrijecedores.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANSYS User's Manual (version 10.0), 2005. Swanson Analysis System Inc, Houston.
- Bai, Y., 2003. "Marine Structural Design". pp. 199–210.
- Bathe, K.J., 1996. Finite Element Procedures. Prentice-Hall, New Jersey.
- Bejan, A., 1997. "Constructal-theory network of conducting paths for cooling a heat generating volume". Int. J. Heat Mass Transfer, Vol. 40, N. 4, pp. 799–816.
- Bejan, A., 2000. Shape and structure, from engineering to nature. Cambridge University Press, Cambridge.
- Isoldi, L.A., Real, M.V., Correia, A.L.G., Vaz, J., dos Santos, E.D. e Rocha, L.A.O., 2011. "Geometric Optimization of Tensioned Perforated Plates Based on Constructal Theory – A Stress Concentration Investigation". in Constructal Law Conference, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Vol. 1, pp. 1-11.
- Lorente, S. e Bejan, A., 2002. "Combined "flow and strength" geometric optimization: internal structure in a vertical insulating wall with air cavities and prescribed strength". Int. J. Heat Mass Transfer, Vol. 45, pp. 3313-3320.
- Lorente, S., Lee, J. e Bejan, A., 2010. "The "flow of stresses" concept: the analogy between mechanical strength and heat convection". Int. J. Heat Mass Transfer, Vol. 53, pp. 2963-2968.
- Okumoto, Y., Takeda, Y., Mano, M. e Okada, T., 2009. "Design of Ship Hull Structures - A Practical Guide for Engineers". Vol. 1, pp. 253–267.
- Real, M.V. e Isoldi, L.A., 2010. "Finite element buckling analysis of uniaxially loaded plates with holes". in Southern Conference on Computational Modeling, Universidade Federal do Rio Grande, Rio Grande, pp. 69-73.
- Real, M.V., Isoldi, L.A., Correia, A.L.G., Vaz, J., dos Santos, E.D. e Rocha, L.A.O., 2011. "Geometric optimization based on the constructal design of perforated thin plates subject to buckling". in Constructal Law Conference, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Vol. 1, pp. 1-9.
- Rigo, P. e Rizzuto, E., 2003. "Analysis and Design Of Ship Structures". Ship Design and Construction, Vol. 1, pp. 18-1–18-76.
- Rocha, L.A., Real, M.V., Correia, A.L.G., Vaz, J. Dos Santos, E.D. e Isoldi, L.A., 2012. Geometric Optimization Based on the Constructal Design of Perforated Thin Plates Subject to Buckling, Computational Thermal Sciences, Vol. 4, N. 2, pp. 119-129.
- Timoshenko, S. e Woinowsky-Krieger, S., 1959. Theory of Plates and Shells. McGraw-Hill, Singapore.
- Young, W.C. e Budynas, R.G., 2002. Roark's Formulas For Stress and Strain, 7th ed. McGraw-Hill.
- Zienkiewicz, O.C. e Taylor, R.L., 1989. The Finite Element Method, 4th ed.. McGraw-Hill Book Company, New York.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

META-ANÁLISE DOS DADOS DE INTENSIDADE DE CORROSÃO DOS ESTUDOS BRASILEIROS SOBRE CORROSÃO DE ARMADURAS POR AÇÃO DE ÍONS CLORETO

Ariela da Silva Torres¹, Stael Amaral Padilha², Luis Carlos Pinto da Silva Filho³

¹ Dra, Professora da Universidade Federal de Pelotas e da Universidade Católica de Pelotas
e-mail: arielatorres@gmail.com

² Engenheiro Civil – Pelotas/RS/Brasil.
Email: staelpadilha@hotmail.com

³ PhD, Professor/Pesquisador da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
e-mail: lcarlos66@gmail.com

RESUMO

Um dos principais problemas patológicos verificados nas estruturas de concreto armado é a corrosão das armaduras, desencadeada, principalmente, pelo ingresso de íons cloreto e gás carbônico para o interior do concreto. Sendo o Brasil com uma extensa costa marítima os casos de corrosão por íons cloreto são expressivos nas patologias que ocorrem nas estruturas de concreto armado. Inúmeros levantamentos estatísticos vêm sendo realizados nos últimos anos. Eles evidenciam a considerável incidência e seriedade dos processos patológicos atuantes sobre as estruturas de concreto, além de que vêm demonstrando de forma clara que a corrosão de armaduras no concreto é o processo de maior frequência nas construções, sendo também, na maioria dos casos, o que gera os maiores problemas financeiros e quanto a segurança dos usuários. Este trabalho se caracteriza como uma meta-análise dos dados obtidos dos estudos que utilizou a técnica eletroquímica de intensidade de corrosão. A técnica estatística utilizada para avaliação foi à análise por variância e a origem dos dados é nos trabalhos de teses e dissertações desenvolvidos no Brasil. A análise de variância da técnica eletroquímica apresentou resultados satisfatórios vistos os coeficientes de determinação, mas principalmente por se tratar de grande banco de dado, onde diversos estudos por diferentes grupos de pesquisas foram considerados, sem terem técnicas padronizadas desde a concretagem dos corpos-de-prova até as leituras dos ensaios. De qualquer maneira, os resultados por ANOVA foram considerados satisfatórios para as técnicas eletroquímicas em estudo.

Palavra-Chave: corrosão, cloretos, meta-análise

1. INTRODUÇÃO

De forma geral, especificamente, em relação à armadura do concreto armado, pode-se definir corrosão das armaduras como um processo eletroquímico que tem como consequência a deterioração do aço, causando perda de funcionalidade.

A partir da gravidade deste problema patológico em estruturas de concreto armado, e da extensa costa marítima do nosso país, cada vez mais pesquisadores procuram aprofundar conhecimentos nesse assunto. A partir deste princípio este trabalho teve como objetivo realizar uma análise estatística (meta-análise) dos trabalhos brasileiros de teses e dissertações que utilizaram a técnica eletroquímica intensidade de corrosão (icorr).

1.1 Técnicas eletroquímicas para medição do processo corrosivo de armaduras

O uso de técnicas eletroquímicas na avaliação do processo corrosivo de armaduras de estruturas de concreto é difundido mundialmente, pois estas técnicas permitem não somente uma avaliação cinética instantânea da corrosão, como também uma avaliação das reações parciais e suas respectivas variáveis intervenientes no fenômeno global.

Existem diversas técnicas eletroquímicas, entre elas: determinação do coeficiente de difusão, migração de cloretos, teor de cloretos, resistividade, curvas de polarização, resistência à polarização, impedância eletroquímica, intensidade de corrente galvânica, ruídos eletroquímicos, entre outros. Porém as técnicas mais utilizadas no Brasil são Medidas instantâneas de corrente de corrosão, mapeamento da corrosão através do potencial de corrosão e resistividade ôhmica.

1.1.1 Ensaio de Intensidade de corrosão (icorr)

Icorr representa um valor instantâneo, ou seja, em um momento do ensaio acelerado que está sendo realizado (ANDRADE et al, 1996). Quando registrado periodicamente pode se obter a evolução do processo corrosivo. Portanto, intensidade de corrosão e taxa de corrosão são diferentes, mas usados para o mesmo propósito. Valores isolados de Icorr são utilizados para comparar corpos-de-prova ou estruturas reais e registram a intensidade de corrosão ou corrente naquele momento. Ao integrar os dados durante todo o tempo de ensaio, chega-se ao valor de taxa. Intensidade de corrosão tem como unidade $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ e taxa de corrosão $\mu\text{m}/\text{ano}$, assumindo que a corrosão ocorre de maneira uniforme na armadura. Ensaio que envolvem esta técnica eletroquímica são extremamente sensíveis, fazendo leitura de corrente elétricas de valores baixos.

Além de realizar a leitura direta da intensidade de corrente, pode-se determinar seu valor utilizando outra técnica eletroquímica: resistência à polarização. A resistência à polarização representa a inércia que um sistema possui em desenvolver um processo eletroquímico de corrosão, isto é, um processo de transferência de carga elétrica do metal. Sendo assim, quanto maior for a resistência à polarização, menos intensas serão as velocidades de corrosão encontradas (CASCUDO, 1997).

Para utilização da técnica aplica-se uma pequena polarização em torno do potencial de corrosão livre do metal em análise (Ecorr) e a partir daí registram-se os incrementos de corrente originados da polarização imposta e traça-se um gráfico de potencial versus corrente.

$$R_p = \frac{\Delta E}{\Delta I} \quad (1)$$

A Tabela 4 classifica a velocidade do processo corrosivo a partir da intensidade de corrosão determinada em leituras instantâneas ou determinar pelo método de resistência a polarização.

Tabela 4: Critérios para avaliar os resultados de velocidade de corrosão

icorr ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Velocidade do processo
10-100	Muito elevada
1-10	Elevada
0,1-1	Moderada
<0,1	Desprezível

Fonte: MILLARD, 2001

1.2 Meta-análise

Uma meta-análise visa extrair informação adicional de dados preexistentes através da união de resultados de diversos trabalhos e pela aplicação de uma ou mais técnicas estatísticas, ou seja, aplicação de um novo tratamento estatístico. É um método quantitativo que permite combinar os resultados de estudos realizados de forma independente (geralmente extraídos de trabalhos publicados) e sintetizar as suas conclusões ou mesmo extrair uma nova conclusão.

2. METODOLOGIA

Para orientar a busca de dados se efetuou uma revisão das pesquisas em corrosão realizadas no Brasil, isso permitiu a identificação de grupos de pesquisa associados ao tema e seus respectivos coordenadores. Com base nesse levantamento foram efetuados contatos e pesquisas em sites para obtenção dos trabalhos de dissertação e teses disponíveis no Brasil.

Após a análise preliminar, para subsidiar o prosseguimento do trabalho, foi efetuada a definição das variáveis de interesse (ou seja, as variáveis de resposta, dependentes, e as variáveis independentes, fatores) que seriam usadas nas modelagens estatísticas. Foi necessário efetuar essa análise prévia para que se pudesse iniciar a coleta de dados de cada um dos trabalhos.

Estando definidas as variáveis (dependente-resposta e independente-fator) o próximo passo deste estudo foi definir as técnicas estatísticas a serem utilizadas na meta-análise. Dentre as diversas técnicas estatísticas existentes foram escolhidas, com o apoio do Departamento de Estatística da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, duas técnicas distintas para realização da Meta-análise do banco de dados sobre ação da corrosão por íons cloreto em concreto armado: (i) a Análise de Variância (ANOVA) e (ii) a Regressão Linear. A Análise de Variância foi utilizada para determinar as diferenças entre os grupos estudados e assim revelar as suas significâncias. Entretanto ANOVA não é uma técnica de modelagem; assim, a Regressão Linear foi então utilizada na tentativa de se estabelecer equações entre as variáveis dependentes (resposta) e independentes (fatores).

2.1 Seleção das variáveis independentes

A determinação das variáveis independentes (ou fatores) é baseada nos fatores que influenciam o processo corrosivo por íons cloreto e nas informações que os trabalhos (teses e dissertações) disponibilizam, assim permitindo a classificação dos trabalhos.

O número de variáveis que cada fator é classificado é também um elemento importante, pois interferirá no fatorial a ser realizado. Experimentos fatoriais envolvem uma variável de resposta e n fatores controláveis com vários níveis cada um.

Cabe salientar que, em 2003, Ahmad relatou que fatores internos que afetam a ação da corrosão das armaduras como: quantidade de C_3A do cimento, relação a/c, tipos de agregados, tipo de cura, adição de cloretos no concreto são também importantes na escolha das variáveis independentes. A partir deste conceito as variáveis independentes escolhidas para esta análise foram: tipo de cimento (Bakker, 1988, comprovou que a quantidade de C_3A presente no clínquer do cimento determina a capacidade de combinação com os íons cloreto); ocorrência de ciclo de imersão e de secagem; relação água/cimento; adição minerais e tempo da realização das medidas.

2.2 Formação do banco de dados

Objetivando a elaboração do banco de dados para análise estatística foi necessário inicialmente codificar as variáveis qualitativas, possibilitando assim o lançamento dos dados no programa SPSS (versão 11.0.1) e as avaliações posteriores.

Para visualizar melhor a ocorrência das variáveis dependentes (resposta) foi confeccionado o gráfico tipo scatterplot, que permite a visualização de uma possível associação entre variáveis quantitativas.

A Figura 1 mostra o comportamento da variável dependente (resposta) intensidade de corrosão (i_{corr}). O gráfico mostra que grande parte dos dados está na faixa abaixo de $1 \mu A/cm^2$ e assim com um comportamento muito similar ao longo de períodos de tempo.

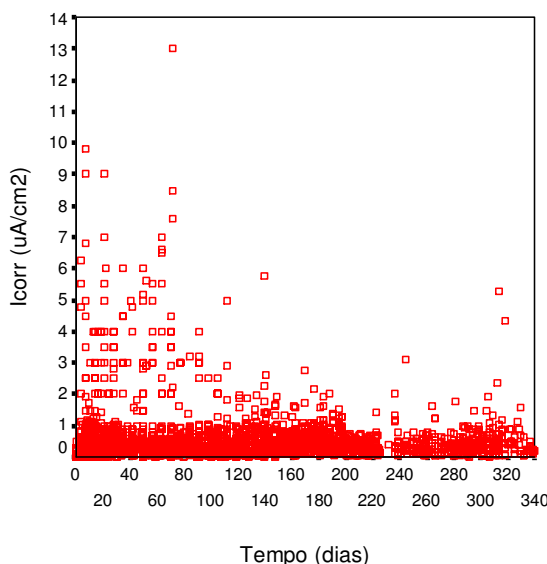


Figura 1. Scatterplot i_{corr} x tempo

A partir da Figura 1 optou-se por utilizar a variável tempo em períodos de 10 dias até completar um ano de ensaio e após todos os dados serem considerados mais de um ano. Pelos gráficos não fica bem claro o tamanho certo do período de tempo que manteve-se o comportamento semelhante, porém observa-se que após 1 ano de ensaios o comportamento manteve-se com desempenho similar nas medidas eletroquímicas.

A Tabela 1 mostra a codificação das variáveis. A mesma foi baseada numa definição dos níveis de variáveis, efetuada com base nos argumentos descritos a seguir:

Tabela 1: Codificação das variáveis qualitativas

Variável a ser analisada	icorr	
Tipo de variável	Variável qualitativa	Variável quantitativa
Tipo de cimento	CPIIF32	1
	CPIV	2
	CPVARI	3
Ciclo de imersão e secagem	Com ciclo	0
	Sem ciclo	1
Relação a/c	0,3 – 0,49	1
	0,5 – 0,59	2
	0,6 - 0,8	3
Adição de material	Com adição	0
	Sem adição	1
Tempo	Períodos de 10 dias	

A partir desta codificação, foi realizado um teste de frequência no banco de dados e o resultado foi considerado satisfatório, porém considera-se que há falhas em algumas combinações.

3. RESULTADOS

3.1 Análise estatística por Análise de variância – ANOVA

A análise de variância tem como objetivo verificar a existência de diferença significativa entre as médias. As tabelas de resultados da ANOVA apresentam as variáveis em estudo, o grau de liberdade (GL) que é número de níveis das variáveis menos 1, soma dos quadrados dos grupos, média dos quadrados dos grupos, Teste F que é a relação entre a média dos quadrados do modelo e dos resíduos e o valor de p que apresenta a significância, visto que o valor de α utilizado neste trabalho foi de 5%. As interações com mais de dois fatores foram excluídos das análises em função de não acreditar da sua relação com as estruturas reais ou com o ensaio, e também as interações sem repetições não puderam ser calculadas em função da falta de dados para determinação da soma quadrada dos fatores.

As tabelas das médias e desvios padrão apresentam as variáveis, os níveis da codificação, a quantidade da amostra (N), a média da amostra e o desvio padrão de cada amostra de cada nível das variáveis independentes (fatores).

3.1.1 Intensidade de Corrosão (icorr)

A Tabela 2 mostra os resultados da ANOVA para os dados de intensidade de corrosão considerados no banco de dados versão 4, e nota-se uma significância, menor do que a encontrada nos resultados do Ecorr.

O coeficiente de determinação foi de 26,91%. Sendo assim entorno de 27% das variáveis independentes explicam o resultado da variável dependente icorr. Este valor representa a grande variabilidade dos dados e ainda que este ensaio faz um estudo pontual do processo corrosivo o que pode interferir na análise dos resultados. O Coeficiente de variação foi de 0,70 e a média da variável de 0,53.

Tabela 2: ANOVA para a variável dependente – resposta - Icorr

Variáveis	GL	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Teste F	Valor p
Modelo	146	486,32	3,33	6,73	0,0001
Resíduos	2668	1320,43	0,49		
Total	2814	1806,76			

A Tabela 3 mostra a ANOVA para as variáveis independentes (fatores) que foram estudadas. A variável ciclo de imersão e secagem e não foi considerada significativa. Mesmo sabendo que este ensaio tem como característica exibir a quantidade de material que sofreu oxidação em função do tempo, a variável ciclo de imersão e secagem é uma variável que interfere diretamente no processo corrosivo visto que para ocorrer corrosão de armaduras é necessário a presença de um agente agressivo, que no caso dos trabalhos analisados nesta tese é o íon cloreto. Portanto esta falta de significância nos dados, não é uma afirmação da falta de necessidade do uso de um método de indução de cloretos e sim da grande variabilidade dos dados coletados dos trabalhos. Acredita-se que esta variabilidade esteja ligada aos diferentes objetivos que cada pesquisa teve, provocando dados diversos.

As relações cimento*relação a/c, ciclo*tempo, material*tempo não foram consideradas significativas também pela ação da variabilidade dos dados.

As interações ciclo*relação a/c, cimento*ciclo e ciclo*material, não puderam ser calculadas em função da falta de repetição dos dados, desta maneira impossibilitando a soma quadrada, já que esta técnica de cálculo necessita no mínimo duas amostras de cada dado estudado. Esta análise comprova os resultados da análise descritiva, que mostrou os estudos que faltam ser realizados para completar esta meta-análise.

Por exemplo, houve somente um dado nas seguintes combinações:

CPIIF+com ciclo+a/c: 0,3-0,49+sem material+1-15 períodos

CPIIF+com ciclo+a/c: 0,6-0,8+sem material+4 período

CPIV+com ciclo+a/c: 0,6-0,8+sem material+01-08 períodos

Tabela 3: ANOVA para as variáveis independentes –fatores – para Icorr

Variáveis	GL	Soma dos quadrados	Média dos quadrados	Teste F	Valor p
Tipo de cimento	2	26,29	13,14	26,57	0,0001
Ciclo de imersão e secagem	1	0,21	0,21	0,44	0,5059
Relação a/c	2	32,73	16,36	33,07	0,0001
Adição material	1	2,22	2,22	4,49	0,0342
Tempo	18	22,93	1,27	2,58	0,0003
Tipo de cimento*relação a/c	2	0,89	0,44	0,91	0,4046
Ciclo*relação a/c	0	0	-	-	-
Relação a/c*material	2	12,88	6,44	13,01	0,0001
Relação a/c*tempo	32	42,09	1,31	2,66	0,0001
Cimento *ciclo	0	0	-	-	-
Cimento*material	2	3,83	1,91	3,87	0,0209
Cimento*tempo	24	25,43	1,05	2,14	0,0010
Ciclo*material	0	0	-	-	-
Ciclo*tempo	1	0,06	0,06	0,12	0,7272
Adição material*tempo	18	6,46	0,35	0,73	0,7876

A Tabela 4 mostra o baixo “n” para a variável sem ciclo de imersão e secagem, o que pode justificar a sua falta de significância na análise individual nas variáveis e também da necessidade do uso de uma técnica de indução de cloretos para que o processo corrosivo ocorra.

Também torna-se evidente a diferença do tamanho da amostra entre os tipos de cimento, onde o cimento com maior número de dados foi CPIIF-32 e para o intervalo da relação a/c (0,5-0,59). Importante também o fato de que o intervalo de relação a/c maior que 0,6 obtém um número significativamente maior que o primeiro intervalo, inferior a 0,49, importante para avanço das pesquisas para manutenção e reparo de estruturas.

Para a variável adição de material, a quantidade de dados com o uso de materiais pozolânicos foi 100% maior, mostrando a certeza dos pesquisadores da influência positiva do uso destes materiais em evitar patologias das estruturas e desta maneira da necessidade de estudar o efeito da adição para o processo corrosivo.

Em relação a variável tempo, todos os períodos foram contemplados com dados e assim comprovando a boa escolha deste banco de dados para uma análise com o menor número de falhas, sabendo-se das falhas nas interações das variáveis como relatadas anteriormente.

Tabela 4: Médias e Desvios padrão dos fatores envolvidos para a variável resposta icorr

Fatores	Níveis dos fatores	N	Média	Desvio Padrão
Tipo de cimento	1	2319	0,48	0,60
	2	175	0,47	0,90
	3	321	0,90	1,53
Ciclo de imersão e secagem	0	2807	0,53	0,80
	1	8	0,17	0,03
Relação a/c	1	71	0,19	0,85
	2	2056	0,41	0,41
	3	688	0,93	1,34
Adição de material	0	1981	0,56	0,80
	1	834	0,45	0,79
Tempo	1	221	0,57	1,29
	2	198	0,57	0,78
	3	233	0,68	1,12
	4	105	0,67	1,03
	5	152	0,65	0,94
	6	110	0,64	1,09
	7	145	0,75	1,26
	8	116	0,51	0,60
	9	114	0,38	0,34
	10	149	0,46	0,59
	11	74	0,44	0,48
	12	136	0,36	0,52
	13	108	0,39	0,39
	14	84	0,44	0,37
	15	101	0,58	0,69
	16	62	0,44	0,32
	17	85	0,54	0,41
	18	50	0,55	0,38
	19	572	0,45	0,45

Os resultados dos três testes de homogeneidade de Levene, Brown & Forsythe e Bartlett foram significativos ocorrendo diferença entre os fatores, conforme Tabela 5.

Tabela 5: Resultados dos três tipos de teste de homogeneidade

Teste	Resultado
Levene	F = 4,99
Brown & Forsythe	F = 6,77
Bartlett	Q2 = 3937,20

3.2 Análise estatística por Regressão Linear

A regressão linear é uma técnica estatística que procura uma relação ou equação que explique a variável dependente (resposta) através das variáveis independentes (fatores), o nível de significância considerado no estudo foi de 5%.

O coeficiente de determinação, em função da regressão linear, foi de 8,5% para intensidade de corrosão. O que torna o resultado sem credibilidade, em função de menos de 10% dos resultados serem explicados pela relação entre as variáveis dependentes e independentes (tipo de cimento, relação a/c, ciclo de imersão e secagem, adição de materiais e tempo). Porém esta falta de credibilidade pode ser em função da grande variabilidade dos dados, ou ainda, pela falta de padronização dos ensaios realizados pelos diversos grupos de pesquisas nacionais.

Na Tabela 6, as variáveis independentes (fatores) tipo de cimento, ciclo de imersão e secagem e tempo não foram significativas. Este resultado é contrário às certezas já obtidas pelos pesquisadores da área de corrosão de armaduras por ação de íons cloreto, já que, pelo próprio nome de classificação da área, para acontecer à corrosão de armaduras há a necessidade de haver íons cloreto no concreto e para que ocorra isso, em laboratório, utiliza-se algum método de indução de cloretos, neste caso ciclo de imersão e secagem.

Também, como já mencionado no item anterior, o tipo de cimento interfere diretamente no processo corrosivo, portanto esta falta de significância é em função dos dados coletados e não como uma certeza da variável não interferir na corrosão.

Acredita-se que estas variáveis sem significância sejam em função da variabilidade dos dados coletados, pois cada pesquisa tinha uma meta de estudo diferente o que proporciona, muitas vezes, variáveis que interferem no resultado final do uso da técnica eletroquímica, tais como: temperatura, umida, mão-de-obra de execução dos cps, etc.

Já a falta de significância da variável tempo é de melhor entendimento entre a estatística e a realidade das estruturas, visto que o ensaio de intensidade de corrosão faz um estudo pontual do processo corrosivo, desta maneira define se há ou não naquela armadura degradação por corrosão.

Tabela 6: Coeficientes da regressão linear para Icorr

Variável	Coefficiente angular	Erro padrão	t	Significância
Constante	-0,44	0,07	-5,71	0,00
Tipo de cimento	0,04	0,02	1,69	0,09
Ciclo de imersão e secagem	-0,22	0,27	-0,80	0,42
Relação a/c	0,44	0,03	13,48	0,00
Adição material	-0,08	0,03	-2,64	0,01
Tempo	-0,00	0,00	-1,59	0,11

A Tabela 7 mostra as correlações entre as variáveis através do coeficiente de Pearson e do nível de significância entre icorr e as variáveis independentes. Nesta análise apenas o fator ciclo de imersão e secagem manteve-se sem significância. O que, como já descrito, não é uma situação a ser considerada fora de uma avaliação estatística pela necessidade da presença de íons cloreto para que ocorra a corrosão.

Tabela 7: Correlações entre as variáveis

		Tipo de cimento	Ciclo	Relação a/c	Adição material
Tipo cimento	Correlação de Pearson	1	-0,02	0,38	-0,08
	Significância		0,21	0,00	0,00
Ciclo	Correlação de Pearson	-0,02	1	-0,02	0,08
	Significância	0,21		0,18	0,00
Relação a/c	Correlação de Pearson	0,38	-0,02	1	-0,01
	Significância	0,00	0,18		0,42
Adição material	Correlação de Pearson	-0,08	0,08	-0,01	1
	Significância	0,00	0,00	0,42	
Tempo	Correlação de Pearson	-0,35	-0,07	-,134	0,14
	Significância	0,00	0,00	0,00	0,00
Icorr	Correlação de Pearson	0,15	-0,02	0,28	-0,06
	Significância	0,00	0,21	0,00	0,00

Ao realizar a análise estatística dos dados sem resíduos o valor do R^2 continuou muito baixo $R^2 = 10,2\%$. Na tentativa de análise estatística dos dados sem a variável não significativa (tipo de cimento, ciclo de imersão e secagem e tempo) em ambos os estudos dos dados, com e sem resíduos, obtiveram valores de coeficiente de determinação inferiores a 9%.

Em função destes dados serem baixo optou-se por não plotar os dados com as equações que foram geradas. Acredita-se que com o aumento das pesquisas com o ensaio de intensidade de corrosão e assim ampliando o banco de dados deste ensaio o modelo gerado por regressão linear deve ser bem mais confiável.

Por ANOVA apenas a variável ciclo de imersão e secagem foi não significativa, enquanto por regressão além do ciclo de imersão e secagem, o tipo de cimento e tempo também foi considerado. Importante salientar que a técnica de regressão linear diagnosticou a falta de significância para o tipo de cimento, que como já foi discutido, é uma conclusão inviável com a realidade do processo corrosivo.

4 CONCLUSÕES

A partir das análises feitas nesta tese, com uso de abordagens estatísticas para efetuar uma análise descritiva e uma meta-análise por ANOVA e por Regressão linear de dados obtidos de trabalhos de tese e dissertação desenvolvidos pelos principais grupos de pesquisa do Brasil atuantes na área de corrosão de estruturas de concreto armado, é possível concluir:

- Uso da técnica estatística ANOVA se mostrou uma ferramenta interessante para esta meta-análise, visto os bons resultados encontrados. Também seu uso foi muito útil para que se possa entender a realidade da pesquisa sobre corrosão de estruturas de concreto armado no Brasil.
- O uso da técnica estatística de regressão linear não foi considerado adequado para esta meta-análise em função dos baixos valores encontrados para o coeficiente de determinação. Porém acredita-se que se forem realizadas novas análises com funções não lineares os resultados deverão ser melhores em função da grande variabilidade dos dados coletados nos trabalhos de teses e dissertações.

A partir da avaliação descritiva e estatística das pesquisas já realizadas foi possível identificar quais estudos ainda são necessários. A Tabela 8 é uma síntese destes trabalhos que faltam para completar esta rede de estudos de corrosão de armaduras de estruturas de concreto armado por ação de íons cloreto.

Tabela 8: Trabalhos que faltam ser realizados na área de corrosão de armaduras por ação de íons cloreto

Tipo de ensaio	Tipo de cimento	Indução de cloretos	Relação a/c	Adição material
Icorr	CPII-E	Sem ciclo	>0,55 e < 0,55	CV, SA, EAF e Metacaulim
	CPIV			
	CPV-ARI	Com e sem ciclo	>0,65 e <0,65	CCA, CV, SA e Metacaulim
	CPII-F	Sem ciclo	>0,55 e < 0,55	CCA, CV, SA, EAF e Metacaulim
			>0,50 e < 0,50	CV e Metacaulim
		Com ciclo	>0,7 e < 0,6	Sem adição

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmad, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 25, 2003, p. 459-471.
- Andrade, C.; Alonso, C. Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site. *Construction and Building Materials*, vol. 10, n. 5, p. 315-328, 1996.
- Bakker, R.F.M. Initiation Period. *Corrosion of Steel in Concrete; State of the Art Report*. Cap. 3, RILEM TC60-CSC, Editor Peter Schiessl, Ed. Chapman & Hall, p. 22-54, 1988.
- Cascudo, O. O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas. São Paulo: PINI, 1997. 237 p.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O(s) autor(es) é(são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



VSEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

ANÁLISE TEÓRICA DA INFLUÊNCIA DE PERFIS SOBRE A POTÊNCIA DE UMA TURBINA WELLS EMPREGADA EM DISPOSITIVOS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS

Gustavo da Cunha Dias¹, Sonia Magalhães dos Santos¹, Elizaldo Domingues dos Santos¹, Luiz Alberto Oliveira Rocha², Cláudio Rodrigues Olinto¹

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, CP 474, Rio Grande, RS, Brasil.

e-mail: gustavodias@furg.br

¹ Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, CP 474, Rio Grande, RS, Brasil.

e-mail: sonia036@gmail.com

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, CP 474, Rio Grande, RS, Brasil.

e-mail: elizaldosantos@furg.br

² Departamento de Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS)
Rua Sarmento Leite, 425, CEP 90050-170, Porto Alegre, RS, Brasil

e-mail: luizrocha@mecanica.ufrgs.br

¹ Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande (FURG)
Avenida Itália, km 8, CP 474, Rio Grande, RS, Brasil.

e-mail: claudioolinto@furg.br

RESUMO

O presente trabalho apresenta um estudo teórico a respeito da influência de diversos perfis aerodinâmicos (NACA0012, NACA0015, NACA0018, NACA0020 e NACA0021) sobre a potência e torque gerados em uma turbina Wells. Em todos os casos avaliados, o rotor possui um raio da turbina $r_t = 245$ mm e uma razão de aspecto de $AR = 0.7$. O objetivo principal é obter uma recomendação teórica a respeito de qual perfil aerodinâmico pode ser empregado para os rotores de pequenos dispositivos de conversão de energia das ondas do mar em energia elétrica, mais especificamente coluna de água oscilante com potências inferiores a 1 kW. Para realizar a estimativa da potência e torque foram utilizadas recomendações teórico-experimentais da literatura. Os resultados indicaram que o melhor perfil aerodinâmico (NACA0021) é capaz de conduzir a uma potência mecânica de aproximadamente 319 W, apresentando um desempenho 36 % superior ao perfil NACA0020, que conduziu aos piores resultados.

Palavras-chave: turbina Wells, perfil aerodinâmico, recomendação teórica, potência.

1. INTRODUÇÃO

O aumento da demanda energética e o protocolo de Kyoto para redução da emissão de gases que causam o efeito estufa tem aumentado o interesse pelo estudo de energias renováveis (Bells et al., 2010). Entre estas formas, a energia obtida a partir do movimento das ondas do mar apresenta um crescente interesse, principalmente devido ao seu elevado potencial energético, que é estimado em até 10 TW (Engineering Committee on Oceanic Resources – Working Group on Wave Energy Conversion, 2003; Cruz et al., 2008; Margheritini et al., 2011). De acordo com Falcão (2010) o nível de energia das ondas é usualmente expresso em potência por unidade de comprimento (ao longo da crista de onda). Valores considerados bons em localizações *offshore* variam entre 20 e 70 kW/m (em média por ano) e ocorrem predominantemente entre moderadas e elevadas latitudes. Nesse sentido, as costas da América do Sul, África e Austrália são particularmente atrativas para exploração de energia das ondas.

Com relação aos conversores de energia das ondas (WEC – do inglês: *Wave Energy Converters*) podem ser classificados de acordo com sua localização na costa: (i) *onshore* (acesso por terra), (ii) *nearshore* (dispositivos localizados em profundidades menores do que 20 m) e *offshore* (dispositivos localizados em profundidades maiores do que 20 m) (Cruz e Sarmiento, 2004). Os WECs também podem ser classificados de acordo com o seu princípio físico de funcionamento em três principais classes: (i) coluna de água oscilante (CAO), (ii) corpos oscilantes e (iii) dispositivos de galgamento (Cruz et al., 2008; Falcão, 2010). Vale destacar que importantes trabalhos de revisão a respeito das tecnologias de conversão de energia das ondas, assim como, a sua evolução em todo o mundo têm sido apresentados na literatura (Clément et al., 2002; Zhang et al., 2009; Falcão, 2010; Bahaj, 2011).

Neste trabalho é dada atenção ao dispositivo de coluna de água oscilante, que consiste de uma estrutura de aço ou concreto com uma câmara, com no mínimo, duas aberturas, uma em comunicação com o mar e outra com a atmosfera (Fig. 1). Sob a ação das ondas a superfície livre dentro da câmara oscila e movimenta o ar acima da superfície livre. O ar é então forçado através de um conjunto turbina-gerador que gera energia elétrica (Nielsen et al., 2006). Em geral, turbinas do tipo Wells são empregadas. Essas turbinas, uma vez em movimento, rotacionam no mesmo sentido independentemente do sentido do fluxo de ar: saindo quando há pressurização do ar dentro da câmara ou entrando quando há uma depressão dentro da câmara (Twidell e Weir, 2006).

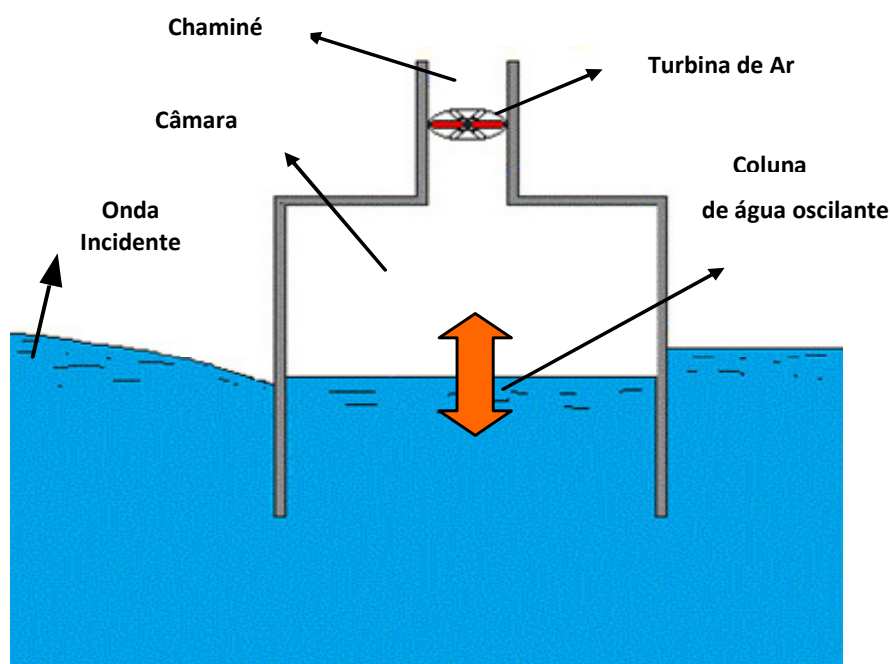


Figura 1. Ilustração do princípio de funcionamento de um dispositivo de coluna de água oscilante.

A turbina Wells é uma turbina axial que se caracteriza por ser formada por pás com perfil simétrico posicionadas radialmente ao longo do cubo. A Figura 2(a) apresenta uma ilustração de uma turbina Wells e a Fig. 2(b) apresenta esquematicamente os diagramas de velocidades e forças que surgem durante a passagem do escoamento de ar na admissão e exaustão pela chaminé do dispositivo CAO.

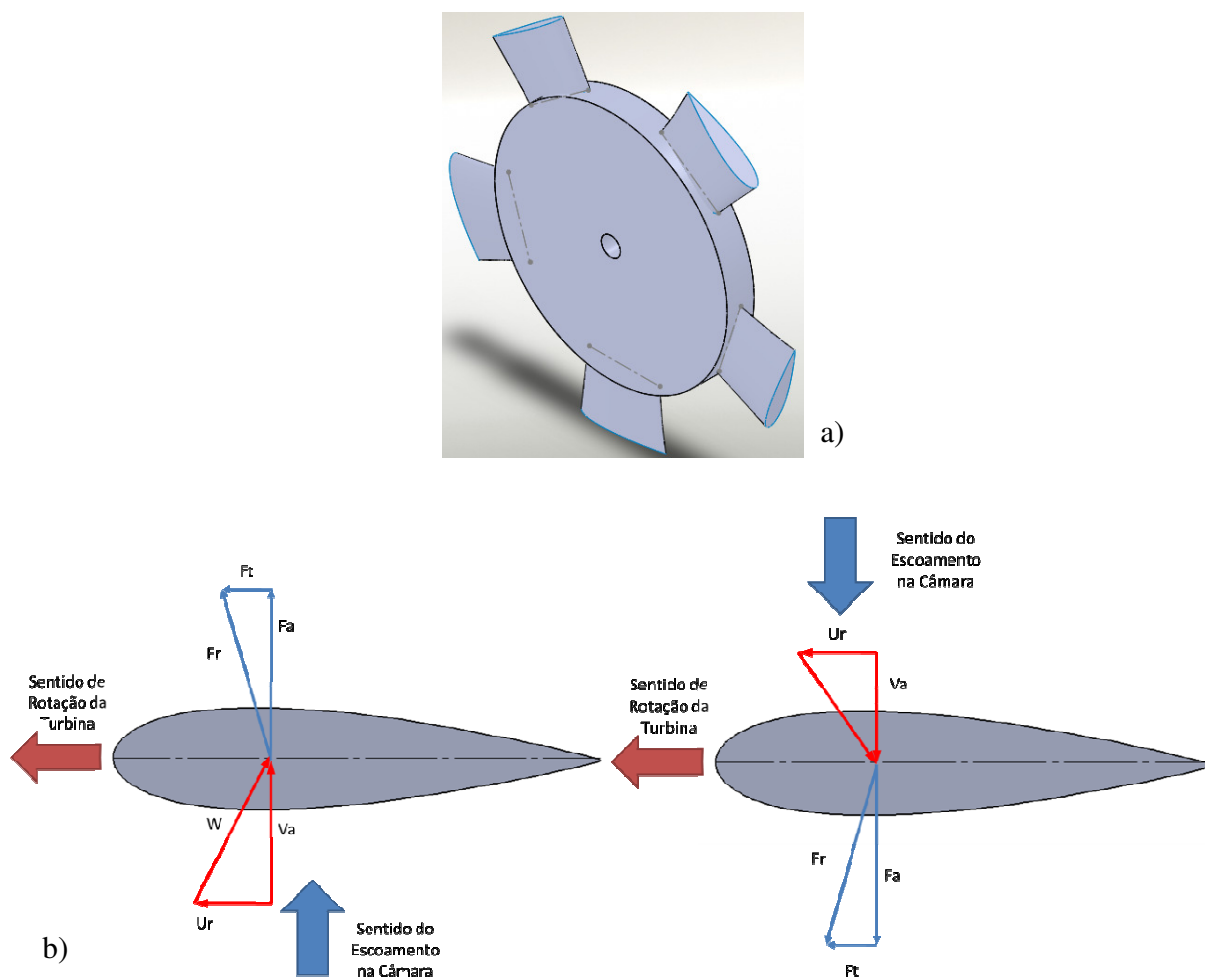


Figura 2. Turbina Wells: (a) ilustração da geometria, (b) diagrama de forças e velocidades na admissão e exaustão de ar.

O estudo de parâmetros que conduzam a turbina a uma maior conversão de energia também é um objeto de estudo que merece ser levado em consideração. Com relação ao estudo de turbinas, trabalhos propostos na literatura (Camporeale et al., 2003; Dhanasekaran e Govardhan, 2005; Lee et al., 2000; Yu e Maeda, 1991; Manum, 2006) demonstram que os parâmetros primários para o desenvolvimento de uma turbina Wells são dependentes da pressão e da vazão na entrada da turbina. Seus indicadores de desempenho são o torque, a potência e a eficiência, para uma dada vazão. No que tange ao dimensionamento das turbinas, devem ser levados em consideração parâmetros adimensionais como o coeficiente de fluxo, razão entre raios da raiz e extremidade da pá, solidez da turbina e razão de aspecto, além de outros parâmetros, como o número de pás, tipos de perfis, ângulo de ataque do perfil, frequência das ondas e número de Reynolds do escoamento de ar que incide na turbina.

Suzuki e Arakawa (2002) investigaram teoricamente o emprego de um perfil NACA0021 para turbina do tipo Wells usada em um dispositivo de coluna de água oscilante (CAO) de pequena escala. Dhanasekaran e Govardhan (2005) avaliaram numericamente o desempenho de uma turbina Wells com pás de corda constante e com um perfil NACA0021, sendo investigados vários coeficientes de fluxo (razão entre a velocidade axial e a velocidade tangencial na ponta da pá). Os resultados do modelo numérico (baseado no método de volumes finitos) foram confrontados com resultados experimentais. O modelo numérico apresentou um comportamento satisfatório, predizendo adequadamente os perfis de velocidades na turbina, bem como, da eficiência em função do coeficiente de fluxo. Setoguchi et al. (2003) realizaram um estudo experimental avaliando a influência de diferentes ângulos de ataque da pá sobre a eficiência da turbina. Nesse trabalho foi considerado um perfil NACA0012. Outros autores, Raghunathan et al. (1981); Inoue et al. (1987); Raghunathan e Tan (1985); Thakker et al. (2001a); Thakker et al. (2001b); Webster e Gato (1999), indicam que o perfil NACA0021 conduzem a melhor performance em turbinas Wells convencionais para dispositivos de grande escala. Posteriormente, Thakker e Abdulhadi (2008) investigaram numérica e experimentalmente a eficiência da turbina Wells para quatro tipos de perfis: NACA0020, NACA0015, CA9 e HSI

15-262123-1576. Os experimentos foram conduzidos para um escoamento transiente com comportamento senoidal e irregular, baseado em um clima de ondas da Irlanda. Os autores concluíram que em escoamentos transientes sob condições de operação em duas direções a geometria que conduz aos melhores resultados foi a com perfil CA9 com solidez de 0.64. Concluiu-se então que os resultados apresentados na literatura não são unânimes a respeito de qual perfil aerodinâmico conduz a maior taxa de conversão de energia para o projeto de uma turbina Wells de pequena escala.

No presente trabalho é apresentado um estudo teórico a respeito da influência de diversos perfis aerodinâmicos (NACA0012, NACA0015, NACA0018, NACA0020 e NACA0021) sobre a potência e torque gerados em uma turbina Wells. Em todos os casos avaliados, o rotor possui um raio da turbina de $r_t = 245$ mm e uma razão de aspecto de $AR = 0.7$. O objetivo principal é obter uma recomendação teórica a respeito de qual perfil aerodinâmico pode ser empregado para os rotores de pequenos dispositivos de conversão de energia das ondas do mar em energia elétrica, mais especificamente coluna de água oscilante com potências inferiores a 1kW.

2. METODOLOGIA

Segundo Raghunathan (1995) os fatores que controlam o desempenho da turbina Wells são: as condições de admissão do escoamento, regime (laminar ou turbulento), incompressibilidade ou compressibilidade (dependendo do número de Mach do escoamento), a folga entre rotor e carcaça, as guias de direcionamento do fluxo, a relação entre raio do cubo e raio da pá, o diâmetro da turbina, o número de pás e a geometria do perfil das pás. Sendo assim tais variáveis podem ser agrupadas em quatro grupos como propriedades termofísicas do fluido, características do escoamento, restrições geométricas e propriedades dos perfis. As propriedades do fluido (viscosidade cinemática e massa específica) foram consideradas para um escoamento de ar a $T_\infty = 30^\circ\text{C}$. Além disso, adotou-se um escoamento com velocidade média da corrente livre de $V_\infty = 16$ m/s. Com relação aos aspectos construtivos, foram impostas restrições geométricas que tornem possível a futura validação da metodologia através da comparação com resultados experimentais no túnel de vento do Laboratório de Sistemas Térmicos da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), o qual possui uma seção transversal quadrada de $A_t = 0.25$ m². Para a determinação dos tipos de perfis a serem estudados neste trabalho, foi realizado um levantamento de 24 estudos numéricos e experimentais (alguns destes não citados aqui por simplicidade) referentes ao desenvolvimento de turbinas Wells durante os anos de 1995 a 2011. Entre os perfis referenciados, mais de 80 % apontaram o uso da série NACA de quatro números, mas especificamente os NACA0012, NACA0015, NACA0018, NACA0020 e NACA0021 (Mohamed, 2011). Outro aspecto que merece destaque é a solidez (s), que é um parâmetro geométrico que relaciona o bloqueio de fluxo dentro da turbina. De acordo com Mohamed (2011) para facilitar a partida da turbina é recomendado o uso de $s = 0.51$ para uma razão de aspecto de $AR = 0.6$, onde AR é a razão entre o raio do cubo e o comprimento de corda do perfil. Ainda a respeito destes parâmetros, Setoguchi et al. (2003) recomenda $s = 0.4$ para $AR = 0.7$.

Os coeficientes das forças axial e tangencial são dados pelas Eqs. (1) e (2):

$$C_A = C_L \cos(\alpha) + C_D \sin(\alpha) \quad (1)$$

$$C_T = C_L \sin(\alpha) - C_D \cos(\alpha) \quad (2)$$

O coeficiente de fluxo Φ é dado pela Eq. (3):

$$\Phi = \tan(\alpha) = \frac{V_A}{U_R} \quad (3)$$

O rendimento global da turbina η é dado pela Eq. (4):

$$\eta = \frac{C_T}{C_A \Phi} \quad (4)$$

O torque da turbina T é dado pela Eq. (5):

$$T = \frac{1}{2} \rho W^2 Z b c R_t C_T \quad (5)$$

A potência gerada P é dada pela Eq. (6):

$$P = \frac{1}{2} \rho A (V_a)^3 \quad (6)$$

A vazão de ar da turbina Q é dada pela Eq. (7):

$$Q = V_A \cdot A \quad (7)$$

A variação de pressão gerada na turbina Δp é dada pela Eq. (8):

$$\Delta p = \frac{1}{2} \rho W^2 Z b c V_A \frac{C_A}{Q} \quad (8)$$

onde C_L e C_D são os coeficientes de sustentação e arrasto respectivamente. O ângulo α fica compreendido entre a corda do perfil e a velocidade do escoamento, V_a e U_r são as velocidades axial e tangencial, C_T e C_A , são os coeficientes de força tangencial e axial respectivamente. A variável ρ é a massa específica do ar, W é a velocidade relativa do escoamento, Z é o número de pás na turbina, b é o comprimento da pá, c é o comprimento da corda e R_t é o raio da turbina. A variável A representa a área varrida da turbina e Q é a vazão do escoamento.

A vazão na turbina e a variação de pressão gerada são grandezas necessárias para o dimensionamento da câmara do dispositivo de coluna de água oscilante sendo assim a interface entre o mesmo e a turbina.

A Tabela 1 apresenta as variáveis de entrada e calculadas para o dimensionamento da turbina.

Tabela 1 – Variáveis de entrada e calculadas no dimensionamento da turbina para os perfis estudados.

Grupo	Variáveis	Perfis				
		NACA0012	NACA0015	NACA0018	NACA0020	NACA0021
Restrições Geométricas	número de pás - Z	5	5	5	5	5
	Solidez - s	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	Raio da pá - Rt (mm)	245	245	245	245	245
	Relação Raio do Cubo e Raio da Raiz - h	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
	Raio do Cubo - rh (mm)	171.5	171.5	171.5	171.5	171.5
	Comprimento da pá - b (mm)	73.5	73.5	73.5	73.5	73.5
	Área varrida - A (m ²)	0.18857	0.18857	0.18857	0.18857	0.18857
	Razão aspecto da pá - AR	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
	Folga entre carenagem e rotor - TC (mm)	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	Razão Folga Turbina / corda - TC/c	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	Corda - c (mm)	105	105	105	105	105
Propriedades Físicas do Fluido	ν - viscosidade cinemática (m ² /s)	0.00001604	0.00001604	0.00001604	0.00001604	0.00001604
	ρ - massa específica do ar (kg/m ³)	1.165	1.165	1.165	1.165	1.165
Características do Escoamento	Número de Reynolds - Re	404677.15	404677.15	404677.15	603162.99	404677.15
	Velocidade axial no túnel - V_a (m/s)	16.00	16.00	16.00	16.00	16.00
	Velocidade tangencial ponta pá - U_R (m/s)	12.19500817	14.62742282	16.03078646	10.48571546	19.28388437
	Velocidade relativa - W (m/s)	61.81925	61.81925	61.81925	92.14033	61.81925
	Coefficiente de fluxo - Φ	0.26795	0.26795	0.26795	0.17633	0.26795
	Vazão em volume - Q (m ³ /s)	3.0171856	3.0171856	3.0171856	3.0171856	3.0171856
Propriedades do Perfil	Coefficiente de sustentação max - CL	0.97	1.05	1.10	0.60	1.20
	Coefficiente de arraste - CD	0.11347	0.10559	0.10127	0.05	0.08859
	Ângulo de ataque - α	15	15	15	10	15
	Coefficiente força axial - CA	0.9682481	1.043482672	1.087763088	0.599567061	1.180107919
	Coefficiente força tangencial - CT	0.14197	0.17029	0.18662	0.05495	0.22449

Conforme Abbott (1959) a coordenada local na direção y , em função da coordenada local na direção x é calculada de acordo com a Eq. (9). Considerando-se uma corda c adimensional unitária e t igual a 0.21, para o perfil simétrico NACA0021, com x variando de 0.0 a 1.0. As curvas das superfícies superior e inferior dos perfis em coordenadas bidimensionais são traçadas com o comprimento de corda estabelecido para a turbina, desde o cubo do eixo até a extremidade da pá, conforme Tabela 1.

$$y = \frac{t}{0.2} c \left[0.2969 \sqrt{\frac{x}{c}} - 0.1260 \left(\frac{x}{c}\right) - 0.3516 \left(\frac{x}{c}\right)^2 + 0.2843 \left(\frac{x}{c}\right)^3 - 0.1015 \left(\frac{x}{c}\right)^4 \right] \quad (9)$$

Contudo, os pontos para estes perfis estão dispostos em um sistema de coordenadas locais (x, y), próprios de cada estação da pá (na direção circunferencial), sendo necessário converter em um sistema de coordenadas global (X, Y, Z) para poder modelar a pá da turbina Wells como um sólido.

A mudança entre os sistemas de coordenadas de cada ponto de um perfil (P_j) é determinada de acordo com as Eqs. (10) – (12):

$$X_j = r \cdot \text{sen} \left[\frac{(x_j - x_{jM})}{r} \right] \quad (10)$$

$$Y_j = -r \cdot \text{cos} \left[\frac{(x_j - x_{jM})}{r} \right] \quad (11)$$

$$Z_j = -(y_j - y_{jM}) \quad (12)$$

onde X_j, Y_j, Z_j são as coordenadas do sistema global de um ponto P_j da superfície (mm), X_{jM}, Y_{jM} são as coordenadas do ponto médio em cada estação da pá (mm), r é o raio da estação (mm), desde o raio do cubo até a extremidade da pá.

Para o dimensionamento específico das pás deste trabalho, foram estabelecidas 5 estações facilitando a posterior construção da turbina. A Figura 4 ilustra a geração de pontos para as cinco estações de um perfil NACA0021.

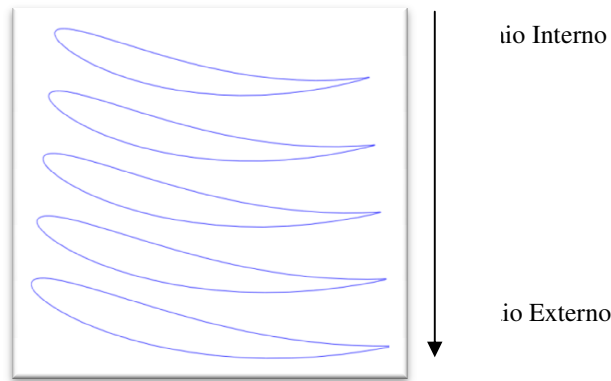


Figura 4. Geração das estações da pá com perfil NACA0021.

3. RESULTADOS

Com base nos resultados apresentados na tabela 2, o perfil NACA 0021 obteve o melhor resultado para o escoamento proposto. Os valores apontam para um acréscimo de 37% e 84% de potência e torque, respectivamente, comparado com o perfil NACA 0020, de menor desempenho para as condições de entrada do projeto. Comparado com os valores médios de potência e torque dos perfis, o acréscimo foi de 17% e 33% para o perfil NACA 0021. Os resultados indicaram que o melhor perfil aerodinâmico (NACA0021) é capaz de produzir uma potência mecânica de aproximadamente 319 W, um torque de 4.72 N.m e um rendimento de 71%.

Tabela 2 – Resultados obtidos para os perfis analisados

Grupo	Variáveis	Perfis				
		NACA0012	NACA0015	NACA0018	NACA0020	NACA0021
Resultados	Rendimento - η	0.5472086	0.60903191	0.64029186	0.51975593	0.70995409
	Torque - T (N.m)	2.987777	3.58371859	3.92754268	2.56900029	4.72455167
	Força tangencial - F_t (N)	12.1950082	14.6274228	16.0307865	10.4857155	19.2838844
	Velocidade angular ω (rad/s)	243.725767	243.725767	243.725767	370.369425	243.725767
	Frequência (rpm)	2327.40963	2327.40963	2327.40963	3536.76749	2327.40963
	Potência (W)	246.201578	274.017288	288.081853	233.85	319.424471
	Variação de pressão - Dp (Pa)	441.056969	475.327867	495.498509	606.733258	537.563484
	Coefficiente de pressão - P^*	0.1061778	0.114428	0.11928377	0.0632513	0.12941028

A Figura 5 apresenta as variáveis fundamentais associadas ao desempenho da turbina: torque, potência e rendimento em função dos coeficientes de sustentação e de arrasto, para os perfis analisados. Como o ângulo de ataque foi fixado em 15° os resultados apresentados se referem a valores de coeficiente de sustentação máximo. O Perfil NACA0021 foi o que apresentou melhor desempenho. Este comportamento está relacionado ao coeficiente de sustentação do perfil, conforme Fig. 5. Ainda é possível constatar a pequena influência do coeficiente de arrasto dos perfis em relação aos resultados de potência mecânica, rendimento e torque.

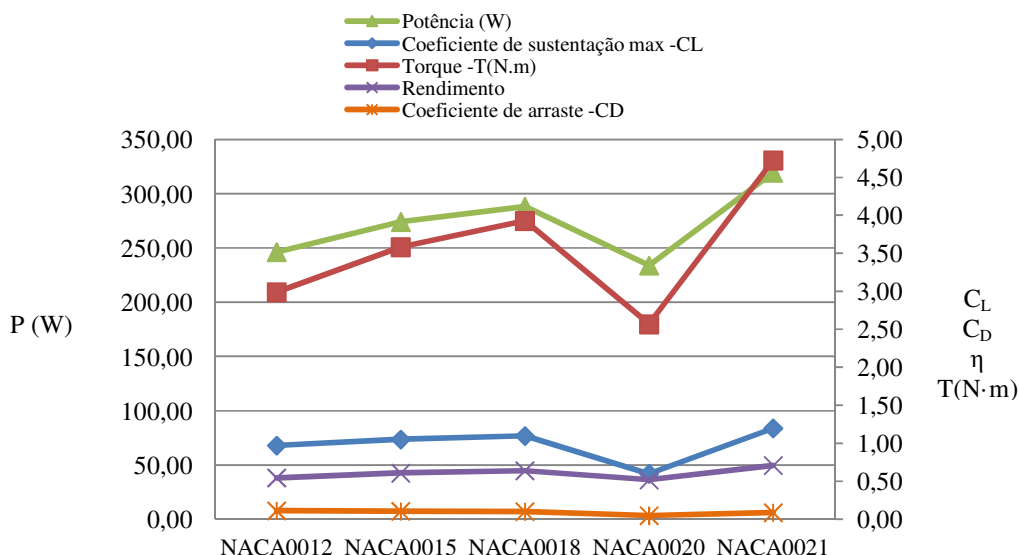


Figura 5. Potência [W], coeficiente de sustentação (C_L) e de arrasto (C_D), torque [N.m] e rendimento (η).

4. CONCLUSÕES

Concluiu-se que o perfil NACA0021 apresentou o melhor desempenho em relação aos perfis NACA0012, NACA0015, NACA0018 e NACA0020, com relação à potência mecânica, torque e rendimento, atendendo o objetivo principal do trabalho, de obter uma recomendação teórica a respeito de qual perfil aerodinâmico pode ser empregado para os rotores de pequenos dispositivos de conversão de energia das ondas do mar em energia elétrica. Mais especificamente coluna de água oscilante com potências inferiores a 1kW. Os resultados indicaram que o desempenho da turbina está relacionado predominantemente com os coeficientes de sustentação (C_L) para o ângulo de ataque estabelecido. A determinação experimental destas variáveis em túnel de vento utilizando a turbina projetada com perfis NACA0021 e NACA0018 para determinar o desempenho real da turbina será objeto de futuros trabalhos.

5. AGRADECIMENTOS

L. A. O. Rocha agradece ao CNPq pela bolsa de produtividade em pesquisa. E. D. dos Santos agradece a FAPERGS pelo apoio financeiro (Processo: 12/1418-4). Os autores agradecem ao CNPq pelo apoio financeiro (Processo: 555695/2010-7).

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abbott, I. H., Doenhoff, A. E. V, Theory of wings sections, Dover Publications, Inc., N.Y., 1959.
Bahaj, A., 2011. "Generating electricity from the oceans", Renewable and Sustainable Energy Reviews, Vol. 15, pp. 3399 – 3416.
Beels, C., Troch, P., De Visch, K., Kofoed, J. P., De Backer, G., 2010. "Application of time-dependent mild slope equations for the simulation of wake effects in the lee of a farm of Wave Dragon wave energy converters", Renewable Energy, Vol. 35, pp. 1644 – 1661.
Camporeale, S. M., Torresi, M., Pascazio, G., Fortunato, B., 2003. "A 3D unsteady analysis of a Wells turbine in a sea-wave energy conversion device". American Society of Mechanical Engineers, International Gas Turbine Institute, Turbo Expo, Atlanta, Georgia, USA, GT2003-38715.

- Clément,A., McCullen,P., Falcão,A., Fiorentino,A., Gardner,F., Hammarlund,K., Lemonis,G., Lewis,T., Nielsen,K., Petroncini,S., Pontes,M. T., Schild,P., Sjöström,B. O., Sørensen, H. C., Thorpe,T., 2002.“Wave energy in Europe: current status and perspectives”, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 6, pp. 405 – 431.
- Cruz, J. M. B. P., Sarmiento, A. J. N. A., 2004. “Energia das ondas – Introdução aos aspectos tecnológicos, econômicos e ambientais”, *Ener. Alfragide*, Instituto do Ambiente.
- Cruz, J., Gunnar, M., Barstow, S., Mollison, D., 2008. “Green Energy and Technology, Ocean Wave Energy”, Editor: Joao Cruz, Springer.
- Engineering Committee on Oceanic Resources – Working Group on Wave Energy Conversion, “Wave Energy Conversion”,2003. Editor: John Brooke, Elsevier, Oxford.
- Falcão, A. F. de O., 2010. “Wave energy utilization: A review of the technologies”, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol.14, pp. 899-918.
- Inoue, M., Kaneko, K., Setoguchi, T., Raghunathan, S., 1987. “The fundamental characteristics and future of Wells turbine for wave power generator”. *Journal of Science of Machines*, Vol. 39, pp. 275 – 280.
- Lee,H., Kim,J., Lee,Y., Setoguchi,T.,Kang, C., 2000.“Numerical analysis of flowcharacteristics in a Wells turbine for wave power conversion”. *Proceedings of the10th International Offshore and Polar Engineering Conference*, Seattle, USA, pp. 427-433.
- Manun, M., 2006.“The Study on the Hysteretic Characteristics of the Wells Turbine in a Deep Stall Condition”. Saga, PhD Thesis. Saga University. Japan.
- Margheritini, L., Hansen, A. M., Frigaard, P., 2012. “A method for EIA scoping of wave energy converters – based on classifications of the used technology”. *Environmental Impact Assessment Review*, Vol. 32, pp. 33 – 44.
- Mohamed, M. H. A., 2011. “Design Optimization of Savonius and Wells Turbines”. MSc Thesis. Otto-von-Guericke-Universität Magdeburg University, Germany.
- Nielsen,F. G., Andersen,M., Argyriadis,K., Butterfield,S., Fonseca,N., Kuroiwa,T., Le Boulluec,M., Liao,S-J., Turnock,S. R., Waegter,J., 2006.“Ocean wind and wave energy utilization”, ISSC, Southampton.
- Raghunathan, S. 1995. “The Wells air turbine for wave energy conversion”. *Progress Aerospace Science*, Vol. 31, pp. 335-386.
- Raghunathan, S., Tan, C. P., 1985. “The effect of blade profile on the performance of Wells turbine”, *International Journal of Heat and Fluid Flow*, Vol. 6, pp. 17 – 22.
- Raghunathan, S., Tan, C. P., Wells, N. A. J., 1981. “Wind tunnel tests on airfoil in tandem cascade”. *AIAA Journal*, Vol. 19 (11), pp. 1490 – 1492.
- Setoguchi, T., Santhakumar, T., Takao, M., Kim, T.H., Kaneko, K., 2003. “A modified Wells turbine for wave energy”. Saga University, Japan; IIT Madras, Indian, Matsue College of technology, Japan; *Renewable Energy* 28 (2003) 79–91
- Suzuki, M., Arakawa, C., 2002.“Design Method of Wave Power Generating System with Wells Turbine”. *Proceedings of The Twelfth International Offshore and Polar Engineering Conference*, Kitakyushu, Japan, pp. 26-31.
- Thakker, A., Frawley, Bajeet, E. S., 2001b. “Numerical analysis of Wells turbine performance using a 3D Navier-Stokes explicit solver”. *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference*, Stavanger, Norway, Vol. 1, pp. 604 – 608.
- Thakker, A., Frawley, P., Bajeet, E. S., 2001. “Analysis of a stall-resistant aerofoil in view of wave power conversion”, *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering Conference*, Stavanger, Norway, Vol. 1, pp. 614 – 619.
- Thakker, A.,Abdulhadi, R., 2007.“Effect of Blade Profile on the Performance of Wells Turbine under Unidirectional Sinusoidal and Real Sea Flow Conditions”. *International Journal of Rotating Machinery*, Vol. 2007, Article ID 51598.
- Twidell, J., Weir,T., 2006.“Renewable Energy Resources”, Taylor & Francis, London.
- Webster, M., Gato, L. M. C., 1999. “Effect of rotor blade shape on the performance of the Wells turbine”. *Proceedings of the International Offshore and Polar Engineering conference*, Brest, France, Vol. 1, pp. 169 – 173.
- World Consumption of Primary Energy by Energy Type and Selected Country Groups, 2008. <http://www.eia.doe.gov/pub/international/jealf/table18.xls>.
- Yu, Z., Maeda, H., 1991.“Optimal matching design method of the Wells turbine withthe air chamber in an oscillating air flow”. *Journal of Hydrodynamics*, Vol. 3(2).
- Zabihian, F., Fung,A. S., 2011.“Review of marine renewable energies: Case study of Iran”, *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, Vol. 15, pp. 2461 – 2474.
- Zhang,D., Li, W., Lin,Y., 2009.“Wave energy in Chine: Current status and perspectives”, *Renewable Energy*, Vol. 34, pp. 2089 – 2092.

5. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

RESPOSTAS MORFOLÓGICAS AO BALANÇO DE SEDIMENTOS NO LITORAL MÉDIO DO RIO GRANDE DO SUL

Elírio E. Toldo Jr¹, Lucas Motta¹, Luiz Emílio S.B. Almeida¹, José C. Nunes¹

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica
CP 15001, Porto Alegre RS 91509-900, Brazil.

toldo@ufrgs.br

lukas.motta@yahoo.com.br

lesda@terra.com.br

jose.nunes@ufrgs.br

RESUMO

O balanço de sedimentos no litoral médio do Rio Grande do Sul, numa extensão aproximada de 275 km, foi conduzido com a identificação de áreas fontes e sumidouros de sedimentos arenosos em 4 células praias. As células foram classificadas como área fonte por apresentarem retração da linha de praia, e aquelas como sumidouros pelo crescimento da praia. Também foram classificados os parâmetros controladores da remoção e adição de sedimentos através do modo de transporte pela deriva litorânea, jato costeiro, ressacas, sangradouros e o transporte eólico. A principal resposta morfológica é a formação de um extenso campo de dunas costeiras e o alargamento da antepraia, em escala regional, nos últimos milhares de anos.

Palavras-chave: *erosão costeira, deriva litorânea, balanço de sedimentos, antepraia, dunas costeiras*

1. INTRODUÇÃO

Os deslocamentos espaciais e temporais do sistema praias constituem-se numa importante medida para compreensão da origem e evolução das feições deposicionais costeiras. As medidas dos deslocamentos da linha de praia podem ser utilizadas como parâmetros regionais e históricos para o cálculo do estoque de sedimentos contidos no interior do sistema praias.

Em escala de curto prazo (anos ou décadas), sem influência das variações relativas do nível do mar, o estoque de sedimentos contidos em uma praia pode ser definido como o volume de sedimentos dentro da praia e aquele que se move através da praia, e num dado trecho da praia corresponde ao resultado do balanço entre a adição e a remoção dos sedimentos (Rosati, 2005). O balanço de sedimentos flutua em um determinado intervalo de tempo, principalmente sob influência de tempestades. Enquanto que o estoque de sedimentos pode ser avaliado qualitativamente, a quantidade e a taxa de suprimento para um intervalo de tempo é muito difícil de ser calculada, principalmente pelas incertezas existentes no cálculo da deriva litorânea.

Neste trabalho são apresentadas as respostas morfológicas ao balanço de sedimentos no litoral médio do Rio Grande do Sul, representados pela formação de um extenso campo de dunas costeiras e o alargamento da antepraia, em escala regional, nos últimos milhares de anos.

2. ÁREA DE ESTUDO

O Rio Grande do Sul possui uma extensa costa de 615 km, que se desenvolve sobre uma barreira holocênica de areia muito fina com uma uniforme orientação NE-SW e uma leve sinuosidade, e não recebe uma contribuição de areias modernas continentais. A carga total de tração transportada pelos rios é retida nas lagoas e outros ambientes costeiros, como por exemplo, a Lagoa dos Patos, Fig. 1.

Os sedimentos do sistema praia - campos de dunas, pós-praia, zona de surf, e antepraia - consiste principalmente de bem selecionados areias finas (tamanho médio de 0,2 mm) (Siegle, 1996; Nicolodi et al., 2002). Uma condição de ondulações gerada no Oceano Atlântico Sul e vagas geradas pelo forte vento de NE durante o verão e primavera atuam sobre o litoral do estado. A agitação marinha é caracterizada por ondas de médio a alto grau de energia, com a altura significativa de 1,5 m e período entre 7 e 9 s. A maré astronômica é semi-diurna, com amplitude média de 0,25 m. A maré meteorológica pode alcançar 1,20 m e a profundidade de fechamento foi estimada em 7,5 m (Almeida et al., 1997, 1999).

A área de estudo compreende o litoral médio do estado, limitado ao sul pela desembocadura da Lagoa dos Patos, município de Rio Grande, e ao norte pela praia de Dunas Altas, município de Quintão, numa extensão aproximada de 275 km.

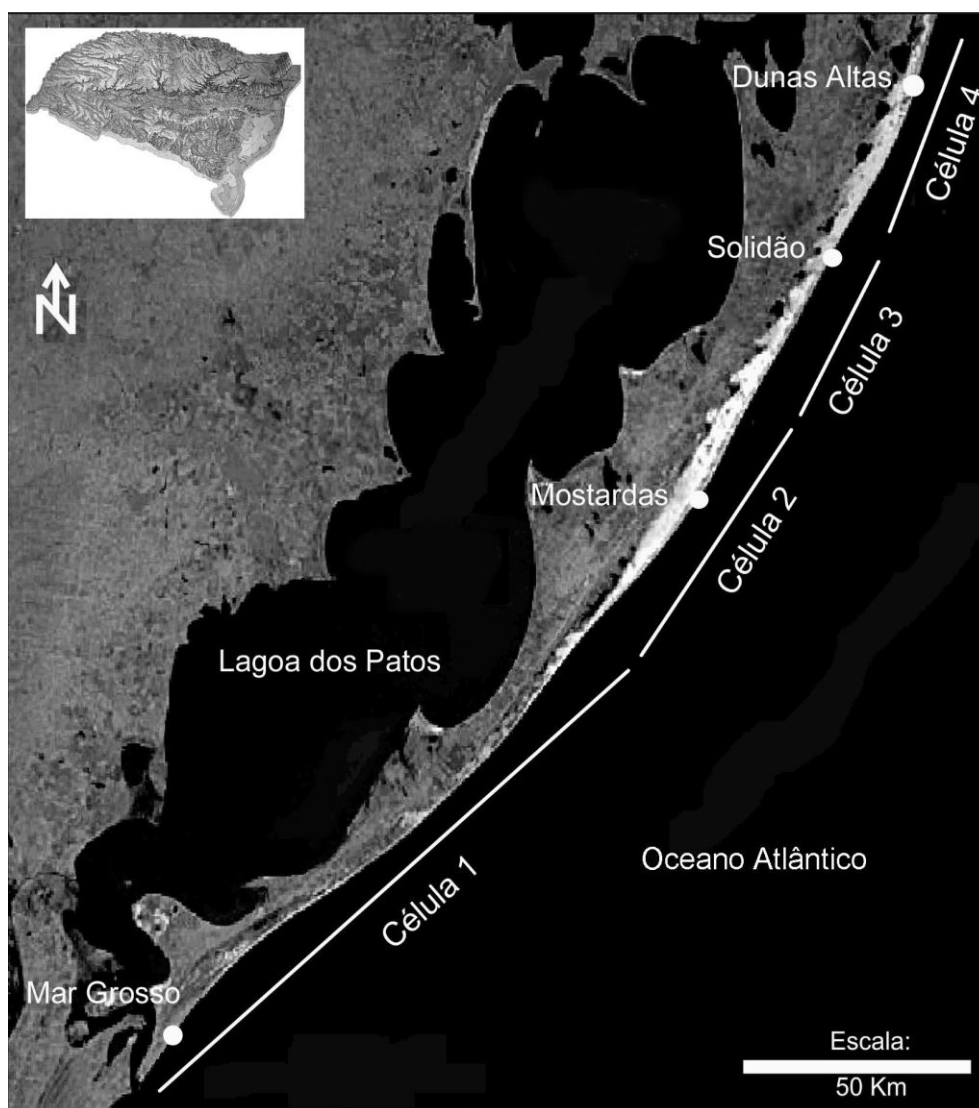


Figura 1. Distribuição das 4 células ao longo do litoral médio do Rio Grande do Sul, entre a desembocadura da Lagoa dos Patos e a praia de Dunas Altas.

3. MÉTODOS

A área de estudo foi delimitada em duas grandes regiões. Primeiro, o sistema praial que corresponde ao ambiente litorâneo constituído pela antepraia, zona de surfe e pós-praia, nos termos proposto por Short (1999). Segundo, o campo de dunas costeiras e a plataforma interna, que se desenvolvem de modo ao adjacente ao sistema praial, respectivamente. A área submarina entre a plataforma interna e a antepraia foi delimitada pela profundidade de 10 m. A isóbata de 7,5 m, equivalente a profundidade de fechamento, foi utilizada para marcar o limite entre a antepraia superior e inferior. A região subaérea entre a pós-praia e o campo de dunas costeiras foi delimitada pela posição da linha de praia em condições de preamar, aproximadamente sobre o pé da duna frontal.

A variação no estoque de sedimentos dos ambientes costeiros ao longo do litoral médio foi avaliada qualitativamente através das medidas dos seguintes geoindicadores; (1) topográfico (elevação do terreno acima do nível do mar), (2) batimétrico (extensão e declividade da antepraia), a partir das cartas DHN B2000 e B2100, (3) mapeamento das zonas de erosão e deposição litorânea através da mobilidade da praia, tendo a linha de água como referencial, (4) largura e declividade da pós-praia. A posição da linha de praia determinada em 1997 foi comparada com aquela da coleção de cartas do exército, escala 1:50.000, e fotografias aéreas de 1981 (Toldo et al., 1999; Toldo et al., 2003a, Lopes et al., 2008). Estimativas do transporte litorâneo foram utilizadas para interpretar o balanço dos sedimentos dentro do sistema praial, de acordo com os resultados obtidos por Lima et al., (2001).

O litoral médio foi dividido em células praias, numa adaptação ao modelo de Rosati e Kraus (2001). Os limites costeiros e oceânicos da célula correspondem às posições geográficas do pé da duna frontal e da profundidade de fechamento, respectivamente. Os limites a barlar e sotamar foram estabelecidos em cada trecho costeiro classificado como área de erosão (fonte de sedimentos), e de deposição de sedimentos (sumidouro de sedimentos), a partir do mapeamento das zonas de erosão e deposição litorânea e do cálculo das taxas históricas de migração da linha de praia.

Também foram classificados os parâmetros controladores da remoção e adição de sedimentos através do modo de transporte pela deriva litorânea, jato costeiro, ressacas, sangradouros e o transporte eólico (Toldo et al., 2011), Tab. 1.

Tabela 1. Classificação dos mecanismos de transporte de sedimentos, controladores do balanço de sedimentos, tanto em termos de adição ou de remoção.

Adição (ganho)	Remoção (perda)
Deriva litorânea (<i>into</i>)	Deriva litorânea (<i>out</i>)
Transporte eólico (<i>into</i>)	Transporte eólico (<i>inland</i>)
Sangradouro (<i>into</i>)	Ressaca (<i>offshore</i>)
	Ressaca (<i>inland</i>)
	Jato costeiro (<i>offshore</i>)

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Ao longo da área de estudo, entre a desembocadura da Lagoa dos Patos e a praia de Dunas Altas, foram mapeadas as zonas litorâneas de erosão e deposição, para análise do balanço de sedimentos dentro do sistema praial.

O emprego de geoindicadores possibilitou a classificação de cada trecho do sistema praial – antepraia, zona de surfe e pós-praia. Aqueles que apresentaram recuo da linha de praia foram mapeados como área de erosão e classificadas como área fonte de sedimentos. E aqueles trechos que apresentaram avanço da linha de praia foram classificados como área de deposição de sedimentos ou de sumidouro de sedimentos, Tab. 2. Os resultados do mapeamento das mudanças da linha de praia mostraram que ao longo do litoral médio, numa extensão de 275 km, foi registrado um amplo processo erosivo, a exceção de dois trechos de praia onde foram mapeadas áreas estáveis e em progradação; as praias de Mostardas e Dunas Altas (Toldo et al., 2011).

Tabela 2. Extensão e classificação das células praias ao longo do litoral médio e norte.

Célula	Extensão	Classificação
1-Mar Grosso - Mostardas S	140 km (220 – 360 km)	Fonte
2-Mostardas S - Mostardas N	50 km (360 – 410 km)	Sumidouro
3-Mostardas N – Solidão	35 km (410 – 445 km)	Fonte
4-Solidão – Dunas Altas	50 km (445 – 495 km)	Sumidouro

A deriva litorânea constitui-se no mecanismo que causa adição nas células 2 e 4, classificadas como sumidouro. O transporte eólico causa adição em todas as células ao transportar areia da planície para o sistema praial, a semelhança dos sangradouros, mas principalmente remove os sedimentos do sistema praial para construção dos

extensos campos de dunas costeiras, através da ação do predominante vento de NE, particularmente com mais intensidade nos locais de inflexão da linha de praia junto às células 2 e 4, Fig. 1. O transporte eólico é muito ativo, o que faz as dunas de areia migrar para o interior da planície costeira na direção SW (Tomazelli et al., 2000; Calliari et al., 2005).

As ressacas e o jato costeiro removem grandes volumes de sedimentos para o ambiente litorâneo externo ao sistema praial, ou seja, para o campo de dunas costeiras e antepraia inferior das células 2 e 4, onde constituem grandes reservatórios de sedimentos com pequeno retorno do volume de sedimentos ao sistema praial a partir destes ambientes. O jato costeiro em algumas instâncias pode transportar por difusão os sedimentos em suspensão da zona de rebentação para a antepraia (Toldo et al., 2003b, Toldo et al., 2006a, Nicolodi et al., 2003).

A deposição ou o sumidouro desses sedimentos produz significativa modificação espacial, com alargamento do sistema praial em unidades de quilômetros, verificados tanto no aumento da praia submarina – antepraia superior e inferior, bem como da praia subaérea – pós-praia e campo de dunas costeiras, principalmente nas células 2 e 3, ou praias de Mostardas e Dunas Altas (Fig. 1).

Os trechos com erosão do sistema praial também apresentaram significativa mudança espacial no curto prazo, entretanto as duas células com este comportamento possuem diferentes taxas de mobilidade da linha de praia, mais significativas ao longo da célula 1.

Segundo Lopes et al. (2008), em medidas dos deslocamentos da linha de praia ao longo de 3,17 km no trecho onde se localiza o Farol da Conceição no litoral médio, foram observados um recuo de 87 m da linha num prazo de 16 anos, ou seja, uma taxa de erosão de 5,4 m/ano. O mapeamento da mobilidade da linha de praia foi realizado a partir do mosaico de fotos aéreas de 1981, escala 1:20.000, e comparado com a linha de praia obtida a partir de levantamento com DGPS em 1997 (Toldo et al., 1999).

Para estimar o volume total de sedimentos erodidos das células 1 e 3 foi utilizado a expressão do U.S. Army Corps of Engineers (2002):

$$V = W(B + Dc) \quad (1)$$

onde V corresponde ao volume por unidade de comprimento da linha de praia, W a largura do perfil praial erodido, B é a altura da berma, Dc é a profundidade de fechamento.

Na Tabela 2 constam os dados de extensão das células 1 e 3, nas quais foram mapeadas grandes áreas de erosão, num total de 175 km. A maior taxa de erosão medida no litoral médio ocorre no trecho onde está localizado o Farol da Conceição da ordem de 5,4 m/ano (Lopes et al., 2008), e o valor das médias máximas estimado nas células 1 e 3 foi de 4 m/ano (Toldo et al., 2006b).

Schossler et al., (2012), em estudos da variação na linha de praia adjacente a Lagoa do Peixe, no Litoral Médio, analisaram a tendência de migração entre 1987 e 2009, através de imagens Landsat, definiram que a praia a sul da desembocadura lagunar numa extensão aproximada de 24 km encontra-se em processo de erosão a uma taxa média de 1,6 m/ano. O método qualitativo de interpretação da linha praia, por pontos extremos, vetorizados e utilizando como feição indicadora o limite entre praia seca e úmida apresentou tendências similares quando comparados métodos distintos, quanto às feições indicadoras da linha de praia e técnicas distintas de aquisição dos dados, nesta área de estudo e.g. Toldo e Almeida (1999 e 2003a).

A Equação (1) é de difícil aplicação por causa da extensão da área investigada, e também pela ausência de valores médios da taxa de erosão. Entretanto, esta equação indica expressivos volumes de sedimentos erodidos nas duas células (1 e 3), nos últimos milhares de anos. Com base no conceito de balanço de sedimentos, este volume foi transportado para a formação dos extensos depósitos eólicos e também para a formação dos largos bancos encontrados na antepraia de Mostardas e Dunas Altas. O volume destes últimos depósitos não é conhecido, mas segundo Motta (2011), o volume de areia total do campo de dunas costeiras é de $4.199 \times 10^6 \text{ m}^3$. Com base no resíduo do balanço sedimentar calculado por este autor a partir deriva litorânea em 12 sub-células do litoral médio, e no volume de areia contido no campo de dunas costeiras foi possível estimar a taxa anual de sedimentos remobilizados, através do vento, para este estoque. Além disso, foi possível concluir que o tempo mínimo de formação deste estoque é de aproximadamente 5ka.

3. CONCLUSÕES

O litoral médio foi dividido em 4 células praias, duas submetidas a processo de erosão e classificadas como fontes de sedimentos, as células 1 e 3, e duas com padrões opostos classificadas como sumidouros de sedimentos. Também foram classificados os parâmetros controladores da remoção e adição de sedimentos através do modo de transporte pela deriva litorânea, jato costeiro, ressacas, sangradouros e o transporte eólico.

As medidas regionais e históricas de retração e avanços da linha de praia observadas no litoral médio do estado do Rio Grande do Sul contem importantes informações sobre a tendência evolutiva dos depósitos sedimentares costeiros. A principal resposta morfológica observada no litoral médio foi a formação de extensos depósitos eólicos

adjacentes a praia oceânica, e também a formação de largos bancos sobre a antepraia, a partir de expressivas taxas de erosão da linha de praia, nos últimos milhares de anos.

4. AGRADECIMENTOS

Este projeto de pesquisa foi desenvolvido com suporte financeiro do CNPq, Projeto OEA-CECO/IG/UFRGS, Projeto Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro MMA.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, L.E.S.B., Rosauero, N.M.L. e Toldo Jr., E.E. 1997. Análise Preliminar das Marés na Barra do Rio Tramandaí, RS. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos 12. Vitória, ES. Anais, ABRH, Vol. 1: pp. 560-566.
- Almeida, L.E.S.B. Rosauero, N.L. Toldo Jr., E.E. e Gruber, N.L.S. 1999. Avaliação da profundidade de fechamento para o litoral norte do Rio Grande do Sul. Em: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos 13. Belo Horizonte, MG. Anais. ABRH, CD, 8 p.
- Calliari, L.R., Pereira, P.S., Oliveira, A.O. e Figueiredo, S.A., 2005. Variabilidade das dunas frontais no litoral norte e médio do Rio Grande do Sul, Brasil. Gravel, Vol. 3: pp. 48-56.
- Lima, S.F., Almeida, L.E.S.B. e Toldo Jr., E.E. 2001. Estimate of longshore sediments transport from waves data to the Rio Grande do Sul coast. Pesquisas, Vol. 28(2): pp. 99-107.
- Lopes, C.G, Zanatta, A., Toldo Jr., E.E. e Nunes, J.C. 2008. Mobilidade de curto prazo da linha de praia do Litoral Norte e Médio do RS. 44º Congresso Brasileiro de Geologia, Curitiba, PR. PAP1693.
- Motta, L.C. 2011. Balanço de Sedimentos Arenosos no Litoral Médio do Rio Grande do Sul. Curso (Geologia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
- Nicolodi, J.L., Siegle, E., Rechden Fo, R. e Corrêa, I.C.S. 2002. Análise sedimentológica do pós-praia no Rio Grande do Sul. Em: Martins, L.R., Toldo Jr., E.E., Dillenburg, S.R (eds). Erosão Costeira: Causas, análise de risco e sua relação com a gênese de depósitos minerais. Porto Alegre. RS. Brasil. Editora CECO-IG-UFRGS, 3p.
- Nicolodi, J.L., Toldo Jr. E.E. e Almeida, L.E.S.B. 2003. Correntes Costeiras Induzidas por Eventos de Tempestades no Litoral Médio do Rio Grande do Sul. IX Congresso da Associação Brasileira de Estudos do Quaternário, Anais, ABEQUA, CD, 3p.
- Rosati, J.D e Kraus, N.C. 2001. Sediment budget analysis system (SBAS). ERDC/CHL CHETN-XIV-3, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Vicksburg, MS.
- Rosati, J.D. 2005. Concepts in Sediment Budgets. Journal of Coastal Research. Vol. 21(2): pp. 307-322.
- Schossler, V., Toldo Jr., E.E. e Dani, N. 2012. Morfodinâmica da Embocadura da Lagoa do Peixe e da Linha de Praia Adjacente. Em publicação.
- Short, A.D. 1999. Hand Book of Beach and Shoreface Morphodynamics. Wiley. 379p.
- Siegle, E. 1996. Distribuição sedimentar ao longo do Litoral Sul Rio Grandense (Trecho Farol da Conceição – Arroio Chuí) e fatores condicionantes. 91p. Trabalho de Graduação. Oceanografia. Fundação Universidade Rio Grande.
- Toldo Jr., E.E., Almeida, L.E.S.B., Barros, C. e Martins, L.R. 1999. Retreat of the Rio Grande do Sul coastal zone, Brazil. Em: Martins, L.R. and Santana, C.I. (eds.). Non Living Resources of the Southern Brazilian Coastal Zone and Continental Margin. Porto Alegre, RS., Brazil: Editora CECO-IG-UFRGS, pp. 62-68.
- Toldo Jr., E.E. e Almeida, L.E.S.B. 2003a. A linha d' água como indicadora da posição da linha de praia. IX Congresso da Associação Brasileira de Estudos do Quaternário. Recife, PE. Anais, ABEQUA, CD, 3p.
- Toldo Jr., E.E., Almeida, L.E.S.B., Esteves, L. S. e Nicolodi, J. L. 2003b. Shoreface Width as a Function of Longshore Transport. In: Proceedings of The 5th International Symposium on Coastal Engineering and Science of Coastal Sediment Process, Clearwater Beach, Florida, ASCE, CD, 8p.
- Toldo Jr., E.E., Nicolodi, J.L., Almeida, L.E.S.B., Corrêa, I.C.S. e Esteves, L.S. 2006a. Coastal Dunes and Shoreface Width as a Function of Longshore Transport. Journal of Coastal Research, Proceedings of the 8th International Coastal Symposium. SI39. pp. 390-394.
- Toldo Jr., E. E., Almeida, L.E.S.B., Nicolodi, J. L. e Martins, L.R.S. 2006b. Erosão e Acresção da Zona Costeira In: Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro. ed. Brasília, DF. Ministério do Meio Ambiente, Vol. 1: pp. 468-476.
- Toldo Jr., E.E., Almeida, L.E.S.B., Nunes, J.C., Nicolodi, J.L., Motta, L.M. e Cunha, R.B. 2011. Sistema de Compartilhamento de Sedimentos Arenosos no Litoral Médio do Rio Grande do Sul. In: Problemática de los Ambientes Costeros Sur de Brasil, Uruguay y Argentina ed. Buenos Aires: Editorial Croquis S.R.L, pp. 31-40.
- Tomazelli, L.J., Dillenburg, S.R. e Villwock, J.A. 2000. Late quaternary geological history of Rio Grande do Sul coastal plain, Southern Brazil. Revista Brasileira de Geociências, 30(3):474-476.
- U.S. Army Corps of Engineers. 2002. Coastal Engineering Manual. Engineer Manual 1110-2-1100, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, D.C.



Análise da Relação entre a Variação da Linha de Costa e o Clima de Ondas para a Praia da Armação, Ilha de Santa Catarina

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

Anna Luiza P Dalbosco¹, José Roberto Miranda², Guilherme Hammes³, Rodrigo Barletta⁴, Davide Franco⁵

Universidade Federal de Santa Catarina
Laboratório de Hidráulica Marítima – LaHiMar, ENS
Caixa postal 5039, Campus Trindade, 88040970

¹ aldalbosco@gmail.com

² zeronyoceano@hotmail.com

³ guihammes@gmail.com

⁴ rodrigo.barletta@shawgrp.com

⁵ d.franco.ocean@gmail.com

RESUMO

A Praia da Armação, situada no litoral sudeste da Ilha de Santa Catarina, vem sofrendo com fortes processos erosivos. Estudos anteriores já detectaram suas taxas erosivas, e sugeriram, entre outras possibilidades, que o processo pode ser resultado de um fenômeno de oscilação de médio prazo, conhecido como rotação praial. O presente estudo foi realizado com o objetivo de identificar movimentos característicos do processo de rotação praial e verificar relações entre a evolução da linha de costa da Praia da Armação e o clima de ondas dos últimos 30 anos. Os resultados encontrados indicam que no período entre 1977 e 1994 ocorreu progradação no setor norte da praia e retração no setor central e sul, devido a predominância dos mares de Sul e Sudeste. Já no período seguinte, os mares de NE e E aumentaram de intensidade e frequência, ao detrimento dos mares de S e SE, o que resultou em uma rotação em sentido contrário ao período anterior, com o setor central e sul progredando e o setor norte retrocedendo. E por fim, no último período, o setor norte volta a progredar e o setor central e sul a sofrerem retração devido ao aumento da intensidade dos mares de S e SE e diminuição da intensidade dos mares de NE e E.

Palavras chave: *Linha de Costa, Rotação Praial, Clima de Ondas*

1. INTRODUÇÃO

As praias arenosas oceânicas apresentam-se como sistemas transicionais altamente dinâmicos e sensíveis, que constantemente ajustam-se a flutuações dos níveis de energia locais e sofrem retrabalhamento principalmente por processos hidráulicos (Hoefel, 1998). No Brasil, segundo relatório publicado pelo Ministério do Meio Ambiente (Muehe, 2006) intitulado “Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro”, os processos de erosão ocorrem ao longo de toda a costa com predomínio sobre os processos de acreção. A Ilha de Santa Catarina, assim como o território nacional, também vem sofrendo processos erosivos em diversas praias de sua orla.

Diversos autores estudaram as praias do sudeste da Ilha de Santa Catarina (Abreu de Castilhos, 1995, 1997 e 2010; Simó & Horn Filho, 2004; Horn Filho, 2006; Mazzer, 2008; Rudorff, 2005). Todos estes estudos evidenciaram os problemas costeiros enfrentados em especial na Praia da Armação (Fig. 01). Que com grande parte da sua orla intensamente urbanizada, torna-se ainda mais vulnerável a processos erosivos.

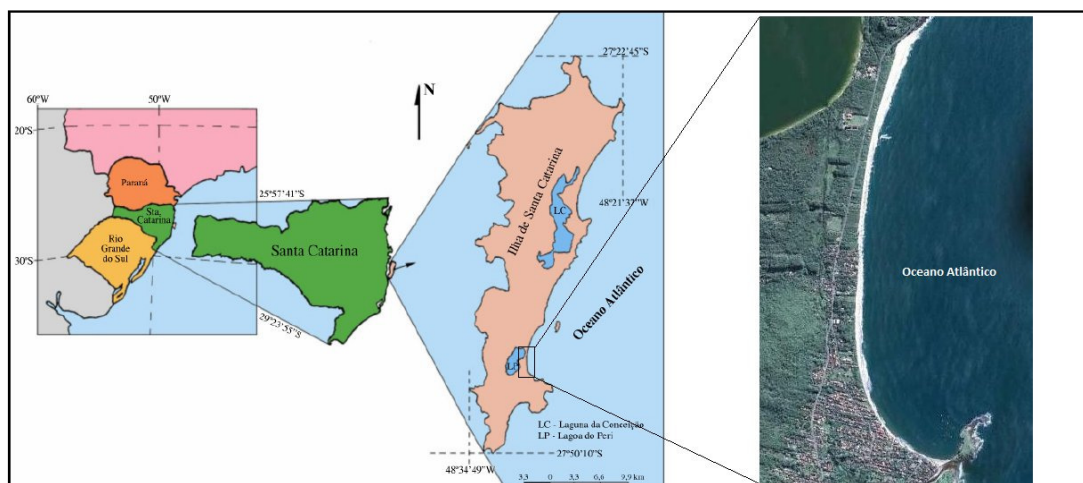


Figura 01 – Localização da Área de Estudo – Praia da Armação.

Um processo de médio prazo, conhecido como rotação praial, foi atribuído as variações intercadais da linha de costa encontradas na Praia da Armação por Mazzer (2008). Segundo Short (1999), o processo de rotação praial refere-se a um movimento periódico lateral de sedimentos entre as extremidades de uma praia de enseada. E este movimento seria resultado da variação no clima de ondas da região.

Assim, este trabalho tem como objetivo, identificar movimentos característicos do processo de rotação praial e verificar relações entre a evolução da linha de costa da Praia da Armação e o clima de ondas dos últimos 30 anos,

2 METODOLOGIA

As taxas de acreção e retração da Linha de Costa foram obtidas através do processamento de fotografias aéreas e imagens de satélite. As imagens e fotografias analisadas correspondem aos anos de 1977, 1994, 2002, 2007 e 2009, compreendendo um período de 32 anos. Para o conhecimento do clima de ondas da região em questão, foram utilizados dados de onda extraídos do modelo numérico global “WAVEWATCH III” (WW3) na versão 3.14. Os dados de onda correspondem ao período de 1980 à 2009 (30 anos).

2.1 Área de Estudo

A Praia da Armação tem sentido de orientação Norte-Sul (Figura 01). Sabendo-se que a deriva litorânea torna-se efetiva em praias de enseada quando as ondas atingem a praia em direção oblíqua a linha de costa, a Praia da Armação terá sua resultante de transporte sedimentar de norte para sul quando as ondas de N e NE forem predominantes. E de sul para norte, quando as ondas de S e SE forem mais significativas (Figura 02).

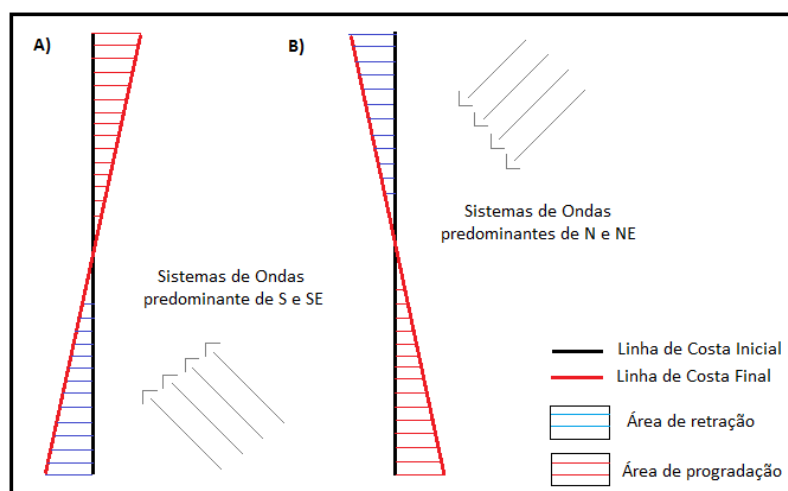


Figura 02 – Esquematização do comportamento da Praia da Armação frente aos Sistemas de Ondas dominantes.

2.2 Variação da Linha de Costa

Todas as imagens adquiridas foram georreferenciadas através do *software ArcGIS 9.3*, tendo como referência a Base Cartográfica 2007 do IPUF (Instituto do Planejamento Urbano de Florianópolis). Com as imagens já georreferenciadas, extraiu-se de cada imagem uma linha de costa. Como estimador da linha de costa, optou-se por adotar o critério da Linha de Preamar Média (LPM), a qual é determinada pela linha de saturação hídrica nos sedimentos. De acordo com Leatherman (2003) a LPM representa uma boa opção como indicador de linha de costa, por representar melhor as posições de máximas variações durante o dia da obtenção da aerofoto, minimizando erros de variações diurnas. As Linhas de Costa foram extraídas sendo digitalizadas também pelo *software ArcGIS 9.3*. Para cada imagem (ano) foi gerado um shapefile de Linha de Costa para a data correspondente (Ex: shoreline1938.shp).

Para calcular a Incerteza gerada no processo de Extração das Linhas de Costa foram utilizadas as fórmulas propostas por Hapke *et al* (2006). As equações utilizadas são mostradas a seguir:

$$E1 = \sqrt{eg^2 + ed^2 + em^2} \quad (1)$$

$$Ea = \frac{\sqrt{E1^2 + E2^2}}{n} \quad (2)$$

A Equação (1) define que a Incerteza gerada no processo de Extração de cada Linha de Costa é dada pela raiz da soma dos quadrados das fontes dos erros individuais. Tais erros individuais são: eg = erro de georreferenciamento; ed = erro de digitalização da linha de costa; em = erro devido à variação da maré.

A Equação (2) define a Incerteza entre duas ou mais Linhas de Costa por ano. Onde E1 é a Incerteza da Linha de Costa no tempo “1”, E2 é a Incerteza da Linha de Costa no tempo “2” e n é o tempo transcorrido entre as linhas de costa “1” e “2”.

As taxas de variação da Linha de Costa foram calculadas utilizando a ferramenta computacional *DSAS 3.2 (Digital Shoreline Analysis System)*. O DSAS é uma extensão desenvolvida para ser utilizada no *software ArcGIS*. A ferramenta gera transectos ortogonais às linhas de costa, com espaçamentos pré-definidos pelo usuário, e então calcula as taxas de variação, que são então reportadas em uma tabela de atributos. Para este estudo, os transectos foram gerados com um espaçamento definido em 50 metros. Gerando 67 transectos para a Praia da Armação.

As análises dos resultados para Praia da Armação foram realizadas para praia como um todo, e para praia setorizada em Norte, Centro e Sul. Tal divisão foi feita pela praia apresentar características morfoodinâmicas e processos de acreção e regressão da Linha de Costa bem distintos em cada trecho.

2.3 Análise Estatística do Clima de Ondas

As informações de entrada do modelo WW3 são a batimetria do GEBCO_08 (General Bathymetric Chart of the Oceans) e o campo de ventos a 10 metros do CSFR referentes ao período de 1980 à 2009. O WW3 global tem resolução de grade de 1° x 1° de longitude por latitude. Para este trabalho foram extraídos os valores do ponto com coordenadas: 27,44S e 48,1W.

Os dados de ondas obtidos foram disponibilizados em intervalos de 6 em 6 horas. Os campos de saída do WW3 são paramétricos e as informações disponibilizadas utilizadas foram:

- Altura significativa de ondas (Hs): Média de 1/3 das maiores ondas presentes em um dado registro de onda;
- Período de Pico (Tp): Corresponde a frequência com a maior densidade de energia presente em um espectro de frequência uni-modal;
- Direção de Pico (Dp): Direção associada à frequência de pico.

A partir deste dados, foram extraídos também valores de Fluxo de Energia, que é a taxa temporal de energia transferida de um local para o outro (Holthuijsen, 2007):

$$\text{Fluxo de Energia} = f1 + f2 + f3 \quad (3)$$

Onde $f1$ é o fluxo de energia potencial, $f2$ é o fluxo de energia cinética e $f3$ o fluxo de energia da propagação das ondas. Substituindo as variáveis e simplificando a equação, temos a equação que será utilizada neste trabalho:

$$\text{Fluxo de Energia} = 0,5 Hs^2Te \quad (4)$$

A análise dos dados foi realizada mais profundamente para os períodos decadais (1980, 1990 e 2000) separadamente, já que o processo de rotação praial a ser estudado é definido como de médio prazo.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Variação da Linha de Costa

Os resultados das análises das linhas de costa nos mostram 3 períodos com padrões distintos de variação de linha de costa. O primeiro padrão refere-se ao período de 1977 à 1994 (década 80), onde a linha de costa sofre progradação no setor norte da praia (+6,55 m), e retração no setor central (-15,51) e sul (-14,74) (Tabela 01). Verifica-se, portanto, que a resultante do transporte sedimentar para este período é de sul para norte. Onde parte do sedimento removido dos setores central e sul é realocado no pós praia do setor norte (Figura 03 – A).

Tabela 01 – Valores de Deslocamento Total (metros) e Taxa de Variação (metros por ano) e seus valores de desvio padrão, referente aos períodos de 1977 à 1994, 1994 à 2002 e 2002 à 2009.

Deslocamento Total (m)						
Setor	1977 - 1994		1994 - 2002		2002 - 2009	
	Δx	σ	Δx	σ	Δx	σ
Norte	6,55	10,78	-6,89	5,70	12,43	12,06
Central	-15,51	4,63	1,83	3,38	-2,56	5,05
Sul	-14,74	8,98	11,13	4,70	-19,71	11,43
Total	-7,99	13,29	2,30	8,84	-3,78	16,73
Taxa de Variação (m/ano)						
Setor	1977 - 1994		1994 - 2002		2002 - 2009	
	TV	σ	TV	σ	TV	σ
Norte	0,38	0,63	-0,86	0,71	1,78	1,72
Central	-0,91	0,27	0,23	0,42	-0,37	0,72
Sul	-0,86	0,52	1,39	0,59	-2,82	1,63
Total	-0,47	0,78	0,29	1,10	-0,54	2,39

Para o período que segue, de 1994 à 2002 (década 90), verifica-se o padrão inverso encontrado no período anterior. Com o setor central da praia sofrendo retração (-6,89) e os setores central (+1,83) e sul (+11,13) em processo de progradação da linha de costa. O que nos indica uma deriva litorânea de norte para sul, onde parte do estoque sedimentar removido do setor norte, provavelmente é depositado no setor central e principalmente no setor sul da praia (Figura 03 - B)

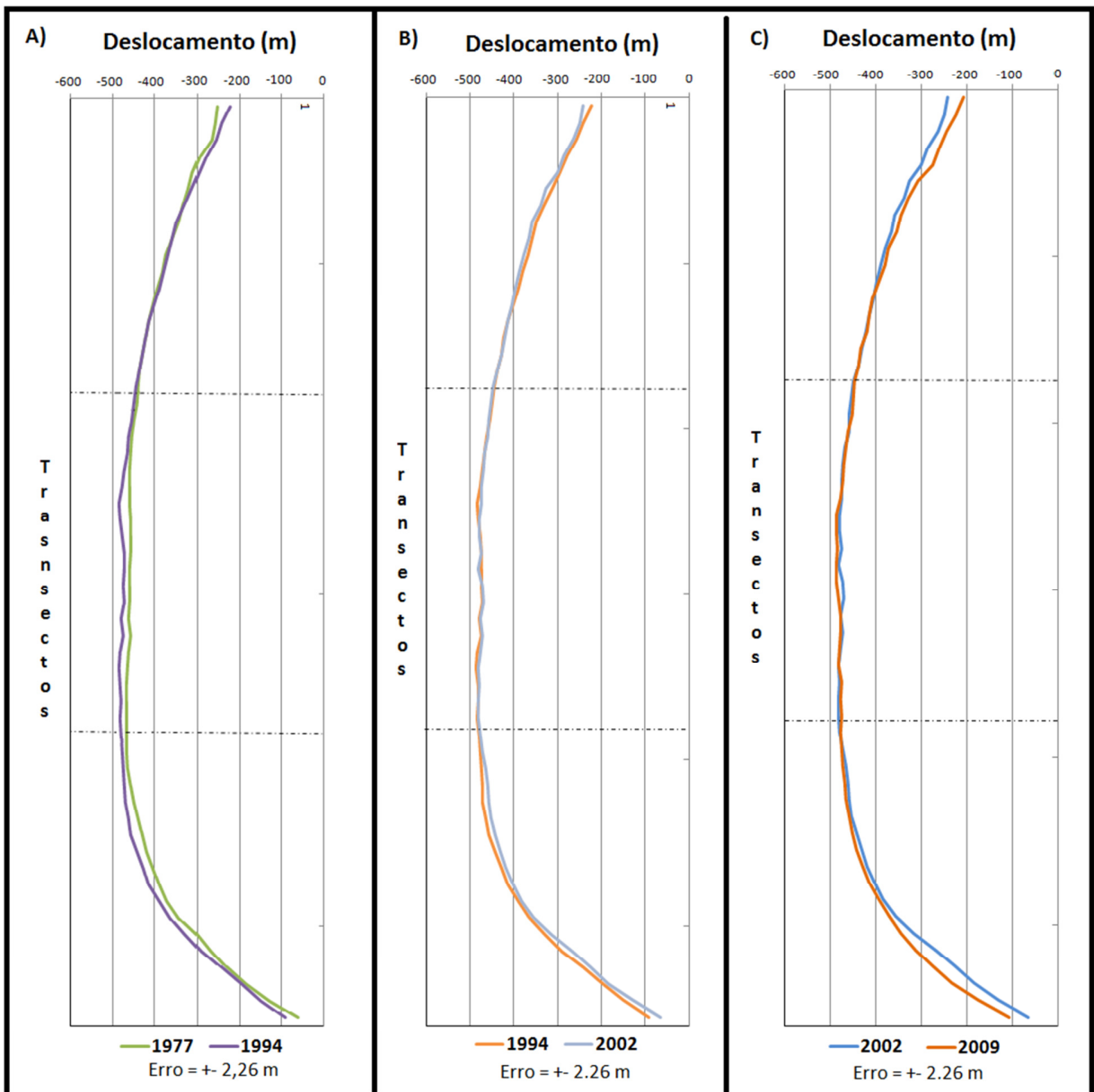


Figura 03 – Gráficos do Deslocamento da Linha de Costa (m) para os períodos de 1977 à 1994, 1994 à 2002 e 2002 à 2009

Para o último período, referente a década de 2000 (2002 à 2009), ocorre um processo de progradação (+12,43) no setor norte e retração do setor central (-2,56) e sul (-19,71). O que caracteriza, assim como no primeiro período, uma resultante no transporte sedimentar de sul para norte.

3.2 Análise Estatística do Clima de Ondas

Para todo o período analisado (1980 à 2009) o clima de ondas na região de estudo apresentou uma Altura Significativa (Hs) mediana de 1,63, tendo 60% das ocorrências com valores entre 1,0 e 2,0 metros (Figura 04). Já o Período de Pico (Tp) tem como predominante (80%) os valores entre 6 e 12s, e uma mediana de 8,91s. As Direções de Pico mais atuantes são as ocorrentes entre 45° (NE) e 180° (S).

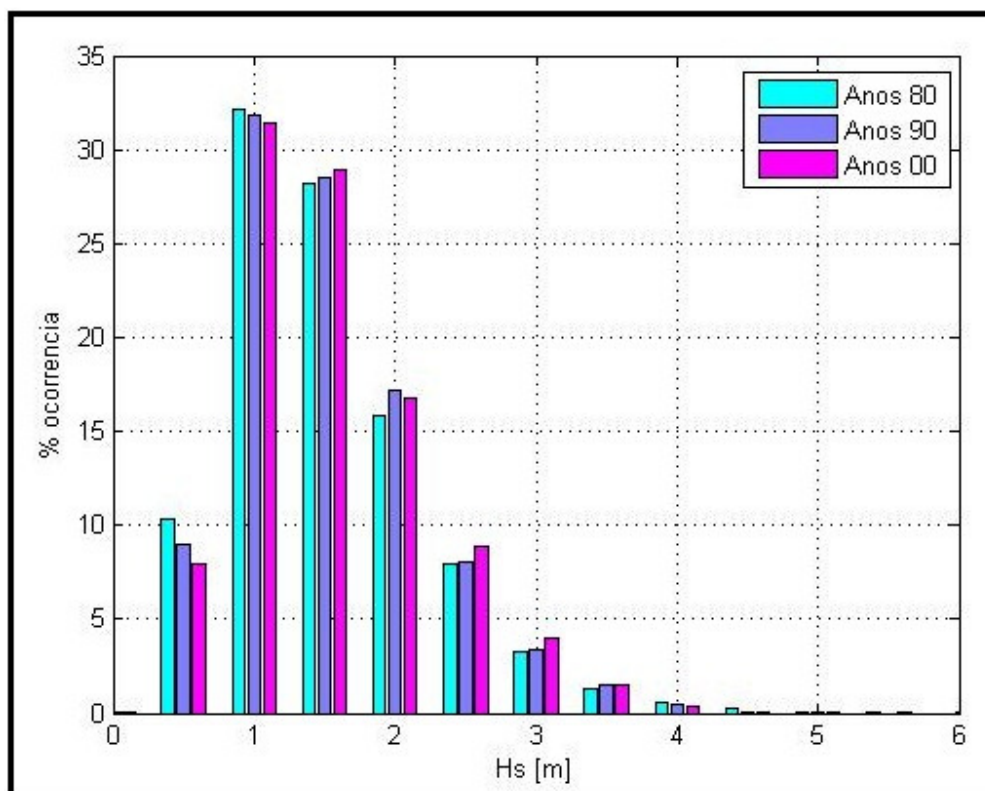


Figura 04 – Histograma ocorrência das Alturas Significativas (Hs) ao longo três décadas analisadas

Ao analisar os valores de Hs, Tp, Dp para as diferentes décadas, identificou-se os seguintes comportamentos que merecem destaque:

- *Período de Pico (Tp)*: as ondas com períodos entre 4 e 8 segundos, aumentaram progressivamente ao longo das três décadas. Enquanto que os períodos maiores, entre 10 e 16 segundos, diminuíram também progressivamente ao longo do tempo.
- *Direção de Pico (Dp)*: a ocorrência dos mares de NE e E aumenta em detrimento dos mares de SE entre a década de 80 e 90. Já entre as décadas 90 e 2000, os mares de S sofrem uma queda, dando lugar ao aumento da ocorrência dos mares de NE. Logo, esse aumento da frequência dos mares NE e E e diminuição dos mares de S e SE concordam com o comportamento dos valores de Período de Pico ao longo das 3 décadas, indicando uma diminuição na frequência dos mares de *swell* e aumento dos mares locais.
- *Altura Significativa (Hs)*: as ondas, com alturas superiores a 1,5 metros, aumentaram em número de ocorrência ao passar das décadas (Figura 04), logo a altura significativa média aumentou ao longo do tempo. Conforme mencionado nos itens anteriores, mesmo com a diminuição das ondas de maior período e de mares de S e SE que por característica possuem maior energia de ondas que os mares locais, a altura significativa continuou aumentando entre 1980 e 2009. O que nos indica um incremento de energia nas ondas locais de NE e E, principalmente na década de 90.

4. CONCLUSÕES

Ao confrontar os dados obtidos na análise da variação da linha de costa, com as estatísticas do clima de ondas, chegamos as seguintes conclusões:

1. O primeiro padrão de variação de linha de costa (1977 – 1994), regido principalmente pelo clima de ondas da década de 80, corresponde ao clima de ondas atuante na região no período em questão. Conforme esquema descrito na Figura 02, a progradação do setor norte da Praia da Armação responde a predominância das ondas de S e SE atuantes no local (Tabela 02).
2. O segundo período (1994 – 2002), regido pelo clima de ondas da década de 90, caracteriza-se pelo comportamento contrário do período anterior, com o setor central e sul da praia sofrendo progradação e o setor norte retração. Resultados estes que também concordam com o clima de ondas da década. Observa-se que da década de 80

para 90, as ondas de SE sofrem uma expressiva queda no número de ocorrências (Tabela 02), enquanto aumenta a ocorrência e intensidade das ondas de E, e mais sensivelmente também das ondas de NE. Cabe salientar que as ondas de E não são tão efetivas quanto ao processo de deriva litorânea, já que estas chegam paralelas a linha de costa. Porém a forte queda de intensidade e ocorrência das ondas de SE e em menor proporção nas ondas de S, e sensível aumento da intensidade e ocorrência das ondas de NE, são capazes de definir o transporte sedimentar resultante de norte para sul.

3. O terceiro comportamento, indicado no período de 2002 à 2009, é resultado do clima de ondas atuante na década de 2000. Este padrão repete o primeiro, onde o setor central e sul sofrem retração da linha de costa, enquanto o setor norte prograda. Tal comportamento pode ser explicado pelo aumento da intensidade e ocorrência das ondas de SE e aumento da intensidade das ondas de S. Somadas a diminuição da ocorrência e intensidade das ondas de E e intensidade das ondas de NE.

Tabela 02 – Valores de Fluxo de Energia (Phy) e Probabilidade de Ocorrência (Probab) para cada década em relação as Direções de Pico mais atuantes na região. Unidades: Phy = KW/m e Probab = %, onde 0,1% corresponde a x dias.

Décadas	NE (45°)		E (90°)		SE (135°)		S (180°)	
	Phy	Probab	Phy	Probab	Phy	Probab	Phy	Probab
1980 - 1989	7,04	5,19	8,73	28,38	16,04	16,69	20,5	49,53
1990 - 1999	7,69	5,48	9,78	31,02	14,76	13,86	20	49,49
2000 - 2009	6,33	6,17	9,72	30,84	14,91	14,99	20,64	47,84

5. AGRADECIMENTOS

Esta pesquisa foi apoiada com bolsa CNPq 133949/2011-7 para Mestranda Anna Luiza Pacheco Dalbosco no Programa de Pós Graduação em Engenharia Ambiental – Laboratório de Hidráulica Marítima - Universidade Federal de Santa Catarina. E bolsa CNPq 314561/2009-9 ao Professor Doutor Davide Franco.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abreu de Castilhos, J. 1995. Estudo Evolutivo, Sedimentológico e Morfodinâmico da Planície Costeira e Praia da Armação – Ilha de Santa Catarina, SC. Dissertação de Mestrado. Departamento de Geociências, Universidade Federal de Santa Catarina, 134 p.
- Abreu de Castilhos, J.; Howa, H.; Resseguier, A. 1997. Quantificação de Transporte Sedimentar na Praia da Armação, Ilha de Santa Catarina, SC. Département de Géologie et Océanographie – Université de Bordeaux I, France.
- Abreu de Castilhos, J. 2010. Evolução dos processos erosivos na Praia da Armação, Ilha de Santa Catarina entre 1990 e 2010. Anais do 45° Congresso Brasileiro de Geologia. Belém do Pará.
- Hapke, C. J.; Reid, D.; Richmond, B. M.; Ruggiero, P.; List, J. National assessment of shoreline change: Part 3: Historical Shoreline Changes and Associated Coastal Land Loss Along the Sandy Shorelines of the California Coast. U. S. Geological Survey Open-file Report, 2006.
- Hoefel, F.G. 1998. Morfodinâmica de praias arenosas oceânicas: uma revisão bibliográfica. Editora da UNIVALI. 92p.
- Holthuijsen, H. Waves in Oceanic and Coastal Waters. Great Britain: Cambridge University Press, 2007. 387 p. 6, 7, 9, 25, 26, 27
- Horn Filho, N.O. 2006. Ilha de Santa Catarina. In: MUEHE, D. et al. (Eds.) Erosão e progradação do litoral brasileiro. 413-436pp.

Leatherman, S.; 2003. Shoreline Change Mapping and Management Along the U.S. East Coast. *Journal of Coastal Research Special Issue* 38: 5-13.

Mazzer, A. M.; Dillenburg, S. R.; Souza, C. R. G. 2008 Proposta de método para análise de vulnerabilidade à erosão costeira no sudeste da ilha de Santa Catarina, Brasil. *Revista Brasileira de Geociências*. 38 (2). 278-294 p.

Muehe, D. (org) 2006. Erosão e progradação no litoral brasileiro. Brasília: MMA. 476p.

Ruddorf, F.M. 2005. Geoindicadores e análise especial na avaliação de susceptibilidade costeira a perigos associados a eventos oceanográficos e meteorológicos extremos. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geografia, UFSC. 101p.

Short, A. D. (Ed.). (1999) *Handbook of Beach and Shoreface Morphodynamics*. New York, Wiley. 379pp.

Simó, D.H.; Horn Filho, N. O. Caracterização e distribuição espacial das “ressacas” e áreas de risco na Ilha de Santa Catarina, SC, Brasil. *Revista Gravel*. 2004. Volume 02. P 93 – 103. Porto Alegre.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído nesse paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

INVESTIGAÇÃO PRELIMINAR DAS CAUSAS DA EROSÃO SOFRIDA PELA PRAIA DA ARMAÇÃO, FLORIANÓPOLIS, EM MAIO DE 2010.

Kubelka, B.G.¹; Aguiar, D.F.²; Romeu, M.A.R.³

¹ Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

*e-mail: kubelkabruno@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

*e-mail: deborahaguiar09@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil

*e-mail: mar7surf@hotmail.com

RESUMO

No ano de 2010, a praia da Armação, ao Sul da ilha de Florianópolis, foi afetada por um forte processo erosivo, culminando na destruição da orla da praia durante o mês de Maio. A partir dos dados de onda da região ao largo, foi possível perceber que as ondas Leste foram as que predominaram nos meses que precederam este evento. Utilizando o modelo numérico SMC (Sistema Modelado Costeiro) o presente trabalho analisou a dinâmica do transporte de sedimentos ocorrido durante este processo erosivo simulando três possíveis cenários de direção principal de onda numa malha batimétrica próxima à praia: Sudeste, Leste e Nordeste. A partir dos mapas calculados das correntes geradas na arrebentação e do transporte potencial de sedimento concluiu-se que os mares com direção principal de Leste e Nordeste apresentaram um alto potencial de transporte de sedimento. Relacionando a grande ocorrência de mares de Leste durante o período estudado, sugere-se esta condição como uma das principais causas do evento erosivo ocorrido na praia da Armação.

Palavras-chave: Transporte de Sedimento, SMC, ondas extremas.

1. INTRODUÇÃO

A crescente e desordenada ocupação costeira aliada às condições climáticas extremas e imprevisíveis podem acarretar em devastadores desastres naturais. No fim do mês de Maio do ano de 2010, uma grande ressaca na ilha de Santa Catarina chamou a atenção de toda a população para a força da ação do mar. Neste evento houve uma grande mobilização de sedimento na porção mais ao Sul da praia da Armação que culminou com a destruição de várias residências. O transporte de sedimento é um processo controlado principalmente por fenômenos físicos, como por exemplo, ondas, ventos e correntes. No entanto as ondas merecem uma atenção especial, pois, possuem maiores influencias no selecionamento e redistribuição dos sedimentos depositados nas regiões costeiras.



Figura 1: Destruição ocorrida na praia da Armação durante eventos extremos ocorridos em 2010, Florianópolis, Santa Catarina, Brasil.

Processos de transformação de ondas em águas rasas geram padrões de circulação que influenciam no transporte sedimentar na zona costeira, ocasionando perda da energia de onda e variações morfológicas da linha de costa (Baptista et. al., 2004).

Conhecendo os mecanismos envolvidos no transporte de sedimento como a refração, difração, empolamento, fricção e direção das correntes entre outros, é possível estimar os volumes de materiais envolvidos em processos litorâneos e estabelecer cenários e modelos à cerca do comportamento morfológico da linha de costa. Tais considerações são de total importância para o planejamento e o manejo costeiro.

Com o objetivo de identificar alguma relação entre as condições de agitação marítima e o processo erosivo ocorrido na praia da Armação foram simuladas três possíveis condições de mar próximos da costa e calculados seus respectivos campos de correntes geradas na arrebentação e de transporte de sedimentos.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. - Área de Estudo

A praia da armação (Figura 2) está localizada a 25 quilômetros do centro de Florianópolis, é um dos principais núcleos de pesca artesanal da Ilha de Santa Catarina, possui uma extensão de aproximadamente 3,5 km orientada no sentido N-S. Os seus limites são: ao Norte, o promontório rochoso do Morro das Pedras, e ao Sul, o tombolo formado entre a praia e a Ilha das Campanhas. Junto à porção Sul existe também a desembocadura do rio Sangradouro que desemboca na Praia do Matadeiro mais ao Sul.

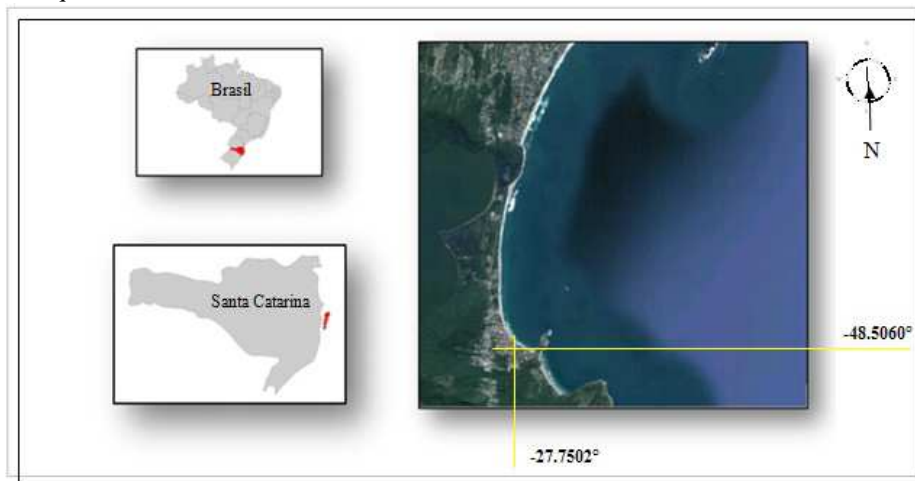


Figura 2: Mapa de localização da área de estudo, praia da Armação, Florianópolis, Santa Catarina.

De acordo com Mazzer et. al.(2008), observa-se na praia da Armação um estágio refletivo ao Norte passando a intermediária na porção central, e a dissipativo ao Sul. Sua exposição às ondas incidentes é para o quadrante Leste (direções Nordeste, Leste e Sudeste). A praia da armação se encontra em processo erosivo ao longo de todo o arco, sendo que no setor Sul a taxa de erosão é maior, em média de 0,5m/ano (Mazzer et. al, 2008).

2.2. – Aquisição e Análise dos Dados de Ondas

Os dados de onda utilizados neste trabalho são da região ao largo do litoral da Ilha de Santa Catarina e foram calculados pelo modelo de geração WaveWatch III (WWIII) tendo sido obtidos via internet diretamente do site da NOAA/NCEP (*National Oceanic and Atmospheric Administration / National Centers Environmental Prediction*). Foi escolhido o ponto de grade mais próximo da área de estudo que estivesse localizado em águas profundas, suas coordenadas são: 28°S de longitude e 47°30'W de latitude e foram analisados os dados de onda dos meses de Março, Abril e Maio de 2010.

Numa visualização inicial dos dados de onda, representou-se a altura significativa (H_s), a direção de pico (D_p) e período de pico (T_p) simultaneamente para os três meses em questão. Em seguida, determinou-se a direção de pico em que houve o maior número de ocorrência e ainda desenvolveu-se uma análise da frequência de ocorrência conjunta da altura significativa e da direção de pico. Servindo estes gráficos como comparativo para o resultado obtido na análise dos resultados da simulação numérica de direções diferentes.

Observando-se a direção de onda de maior ocorrência e a sua capacidade de transporte de sedimento, selecionou-se na série temporal um evento extremo, com esta mesma direção de onda, ocorrido durante os meses observados a fim de entender melhor a magnitude da erosão.

2.3. - Processamento da Batimetria, Confecção do Mapa Base e da Malha de Cálculo

As informações relativas à batimetria foram obtidas a partir da carta náutica número 1904 corresponde ao canal Sul de Santa Catarina, disponibilizada pela Diretoria de Hidrografia e Navegação (DHN) em seu *website*. Em seguida, interpolaram-se as profundidades através do método *Kriging*, que parte do princípio que pontos próximos no espaço tendem a ter valores mais parecidos do que pontos mais afastados.

Os contornos da área de estudo (Figura 3) foram definidos utilizando como base principal uma imagem de satélite da região. Através da digitalização da área georreferenciada, criou-se o mapa base onde foram apresentados os cenários das simulações.

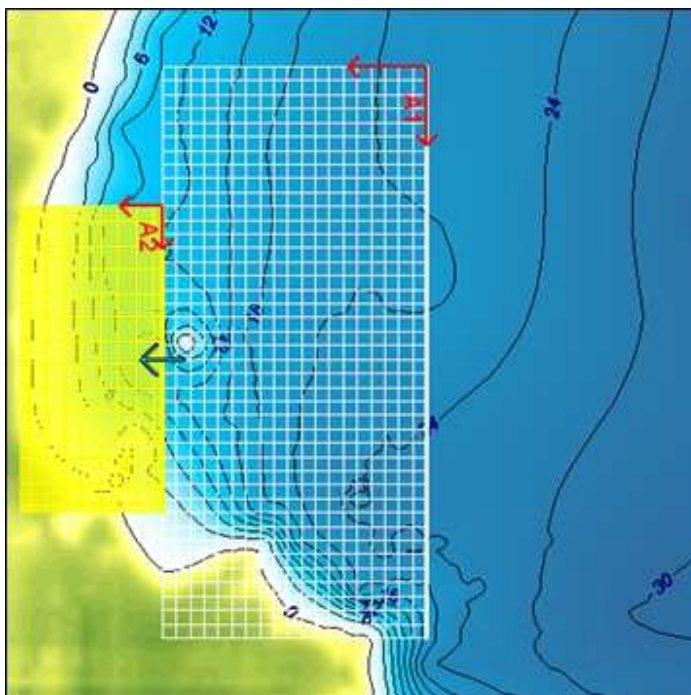


Figura 3: Representação das malhas de cálculo.

Para a realização dos cálculos numéricos foram confeccionadas duas malhas A1 e A2, que resultaram em 940 e 5883 nós respectivamente, estas foram feitas sobre a batimetria inserida na própria interface gráfica do SMC. Tendo em vista que o cálculo das correntes e do transporte é realizado em cada nó da malha, criamos duas malhas concatenadas, a primeira com maior espaçamento e a segunda, devido sua melhor definição é usada para obtenção dos resultados de correntes e transporte de sedimento.

- Malha 1 (M1) – espaçamento entre as células de 120.97m em x e 121.56m em y, com ângulo de orientação igual a 180°.
- Malha 2 (M2) – espaçamento entre as células de 23.84m em x e 24.31m em y, com ângulo de orientação igual a 180°.

2.4. – Sistema Modelado Costeiro

Os campos de altura significativa, de correntes geradas na arrebentação e de transporte potencial de sedimento foram calculados a partir do módulo MOPLA (modelo de *morfodinâmica de playas*) do SMC, desenvolvido pela Universidade de Cantábria. O Mopla é composto por três diferentes modelos numéricos que representam a evolução morfodinâmica de uma praia. O primeiro simula a propagação e transformação de ondas ao propagarem-se para águas mais rasas (Oluca), o segundo, calcula as correntes geradas a partir da quebra de ondas (Copla), e o último quantifica transporte de sedimentos e a evolução morfodinâmica de uma praia (Eros).

Os modelos citados acima trabalham interligados, o Oluca torna possível simular em uma zona litorânea a propagação de ondas desde profundidades indefinidas até a linha de costa. Os campos de ondas calculados a partir dos casos inseridos agora são executados no Copla para o cálculo de correntes induzidas na zona de arrebentação e finalmente a magnitude e a direção das correntes são utilizadas para a determinação do potencial de transporte de sedimentos local.

Frente aos sucessivos processos que geraram agitação marítima na costa catarinense durante os meses de Março, Abril e Maio de 2010 e que por consequência ocasionaram a erosão intensa na praia da Armação, três cenários (Leste, Sudeste e Nordeste) de direção de onda próxima à praia foram adotados a fim de investigar o potencial de transporte de sedimentos de cada um. Nestes casos, a altura significativa ($H_s = 2\text{m}$) e o período de pico ($T_p = 10\text{s}$), foram mantidos iguais a fim de se averiguar melhor a influência da direção principal das ondas nos resultados numéricos para a praia da Armação.

Outra simulação foi feita para um caso de condição extrema observada para águas profundas no dia 8 de Março, foi inserido no modelo uma altura significativa de 3.99m, uma direção média de 98° em relação ao Norte e período de pico de 11.17s.

Para todos os casos citados anteriormente, foi utilizada a análise espectral padrão do SMC (TMA), onde a profundidade de entrada dos parâmetros foi igual à 20 metros. O parâmetro gama (espalhamento espectral em frequência) escolhido foi igual ao padrão proposto pelo modelo (3.3), o parâmetro de espalhamento espectral em direção igual a 10° e a variação da maré como sendo um metro.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os dados de onda calculados pelo WWIII são apresentados a seguir de acordo com sua variação temporal (Figura 4). Em uma análise previa dos dados podemos observar em (a) uma alta permanência da série de altura significativa acima das médias feitas por Araújo et. al. (2003) para essa época do ano, onde foram encontradas para o verão e para o outono respectivamente 1.46 e 1.67 metros. No gráfico (b) sugere-se uma direção predominante do quadrante Leste, mesmo tendo maior predominância dos mares de Sul no mês de Maio. Percebemos no gráfico (c) que nos três meses os períodos de pico permaneceram principalmente na faixa entre 6 e 10 segundos.

Durante o mês de Março o período mais crítico foi provavelmente o compreendido entre os dias 5 e 10, com registros de ondulação com altura significativa (H_s) chegando a 4m, períodos de pico (T_p) acima de 10s com direção predominante de Leste. Segundo Pereira (2010), o website Terra, que acompanhou o ocorrido na praia da Armação, no dia 8 de Março as informações eram que toda a extensão da praia da Armação estava totalmente submersa. Ventos fortes atingindo o local e ondulações de até 3m com grande possibilidade de chuva, o causador desse evento seria um ciclone em alto mar com comportamento diferente dos demais, que ao invés de dissipar-se no oceano estava avançando pela costa.

No mês de Abril, os dados de onda do WW3, indicam que entre os dias 5 e 10 as ondulações de Sudeste foram as que mais se destacaram, com altura significativa chegando a medir 5 metros e novamente períodos acima de 10 segundos. Ainda segundo Pereira (2010) na época o mesmo portal terra noticiou no dia 9 de Abril, ressaca na região com ondas de até 4 metros. Previsão da continuidade de ventos fortes (até 50 km/h) e mar agitado por mais alguns dias. No dia 15 de Abril a defesa civil foi até a praia da armação e apontou uma duna de aproximadamente 2 metros sendo atingida pelo mar em seu topo, apesar do auge do evento ter ocorrido no dia 9 de Abril. Nessa época diversas famílias tiveram suas casas atingidas.

Durante o mês de Maio ondulações de Leste-Sudeste predominaram na praia da Armação, praticamente a cada intervalo de 5 dias era registrado uma altura significativa entre 3.5 a 4.0 metros com períodos acima de 10 segundos. No dia 12 de Maio no relatório diário do CPTEC (Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos) notificou um sistema frontal sobre o litoral catarinense causado por um vórtice ciclônico de altos níveis e um ciclone extratropical,

o que acarretou em um sistema de baixa pressão com muita chuva. O dia 13 de Maio culminou em um grande evento destrutivo, havendo ocorrência de maré astronômica com presença de lua nova e altura de maré de 1.3 metros. No dia 17 de Maio devido à grande erosão ocorrida na praia da Armação, Florianópolis decreta estado de emergência. Neste mesmo dia a EPAGRI (Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina) libera um laudo meteorológico ressaltando a dificuldade do escoamento da água devido à maré alta e a ressaca o que deixava a situação ainda mais crítica.

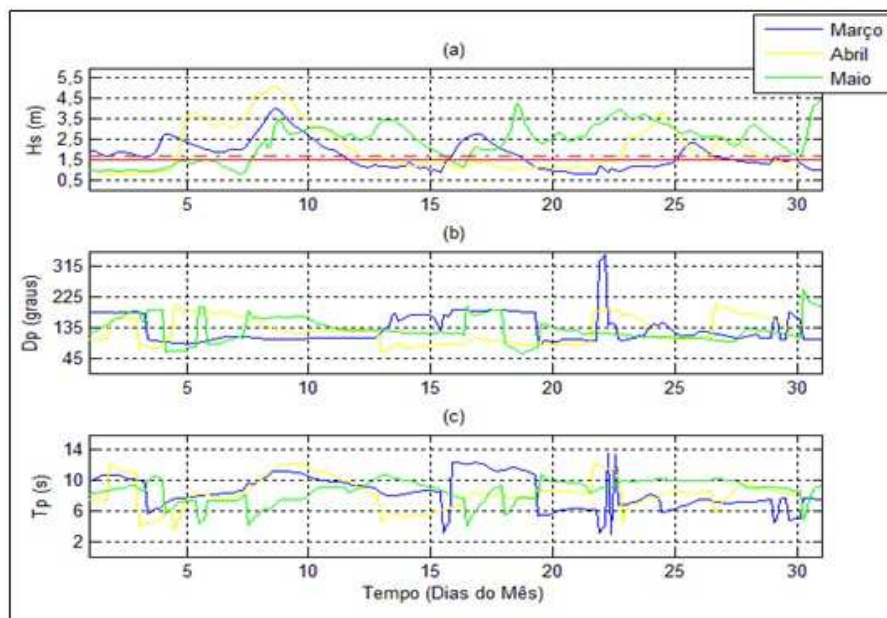


Figura 4: Série temporal dos três parâmetros de onda nos meses de estudo; (a) altura significativa (Hs), a linha tracejada em vermelho como sendo a média da altura significativa para o outono e a linha contínua para o verão (Araújo et. al. 2003); (b) direção de pico (Dp); (c) período de pico (Tp).

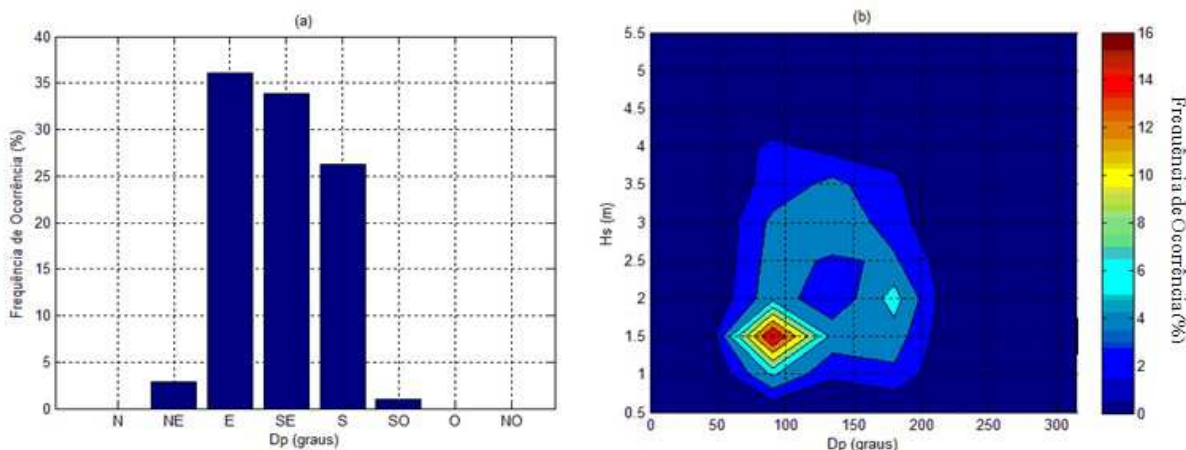


Figura 5: (a) Histograma da porcentagem de ocorrência das direções de pico, (b) Ocorrência conjunta da altura significativa e direção de pico para os meses de Março, Abril e Maio de 2010.

Para toda a série temporal calculada pelo WW3, pode-se constatar na Figura 5 (a) que as ondulações de Leste foram as mais frequentes durante os três meses estudados equivalendo a 36% dos casos, seguida de Sudeste e Sul. Além disto, a maior ocorrência de mares de Leste e de Sudeste em relação aos mares de Sul nesta época do ano, diverge da análise de Araújo (2003), indicando um padrão fora do normal da direção de incidência das ondas na costa central catarinense.

Pode-se constatar também que durante o período as ondulações que obtiveram maiores ocorrências foram às ondulações com altura significativa igual a 1.5 metros, (Figura 5 (b)). Vale ressaltar que as ondulações de Sul mesmo

estando em grande porcentagem de ocorrência não geraram conseqüências na praia da Armação, uma vez que a existência do promontório rochoso formado pela ilha das Campanhas tende a desviar ou difratar as mesmas.

Frente aos sucessivos processos que geraram agitação marítima na costa catarinense durante os meses de Março, Abril e Maio de 2010 e que por consequência ocasionaram a erosão intensa na praia da Armação, três cenários foram criados a fim de se investigar qual das três direções principais de chegada de onda na praia da Armação seria capaz de mobilizar mais sedimento na área de estudo. Desta forma, os cenários possuem algumas características semelhantes, mesma altura de onda e mesmo período de pico, porém diferentes direções de incidência de onda. O primeiro cenário de propagação da altura de onda (C1) foi desenvolvido a partir de ondulações provenientes da direção Nordeste (59°), o segundo cenário (C2) com ondulações provenientes da direção Sudeste (126°), e o terceiro cenário (C3) com ondulações da direção Leste (105°).

Nota-se na Figura 6 que em C3 o predomínio de correntes longitudinais no sentido Norte-Sul em quase toda a praia, porém menos intensas do que as do C1, na parte mais ao Sul de C3 observam-se correntes com sentido Sul-Norte. Tanto em C1 quanto em C3 às correntes tendem a manter um fluxo ao redor da Ilha das Campanhas em direção ao Sul, ou seja, em direção à praia do Matadeiro. Vale ressaltar que atualmente entre a Ilha das Campanhas e o continente há um molhe que separa a praia da Armação e a praia do Matadeiro e que o mesmo não foi levado em conta neste estudo. Em C2 o padrão de correntes é inverso ao de C1 e C3 (Sul – Norte) uma zona de sombreamento junto à porção Sul da praia resultando em correntes menos intensas em direção a Norte e observada.

Utilizando as correntes geradas pelo Copla, o Eros simulou o transporte potencial de sedimento na área de estudo (Figura 8), os vetores representam as magnitude e direção do transporte, já o mapa de cores nos dá uma idéia quantitativa deste transporte.

Para o caso de ondas de Nordeste (C1), fica evidente a maior mobilização de sedimentos ao Norte da praia (acima da coordenada 6929000), bem como em frente à ilha das Campanhas. Já para ondas de Leste (C3), o potencial de transporte é bem acentuado na porção Sul da praia e também à frente da ilha.

Ambos os casos (C1 e C3) apresentam uma tendência de retirada de sedimento da costa exatamente na latitude em que as correntes, anteriormente discutidas, apresentaram um sentido Leste. Para ondas de Sudeste (C2) o transporte é menor quando comparado com os outros dois casos (C1 e C3).

A alta freqüência de ocorrência de mares de Leste durante os meses estudados, somado ao potencial de transporte também na direção Leste sugere que esta relação foi a possível causa do evento erosivo presenciado na área de estudo.

Por fim, foi escolhido um caso extremo pertencente ao período analisado, no qual foram simulados suas correntes e seu potencial de transporte de sedimento tendo sido utilizados os seguintes valores de altura significativa, direção de pico e período de pico.

Tabela 1: Apresentação dos parâmetros de onda utilizados para o caso extremo simulado.

Data	Hs (m)	Dp (°)	Tp (s)	Caso
08/05/2010	3,99	98	11,17	C4

Na figura 8, verifica-se que o padrão de circulação hidrodinâmico da praia foi mantido em relação à Figura 6 (C3), porém com intensidades de correntes e transporte de sedimento bem mais elevados, alimentando a hipótese que a sequência de eventos extremos presenciada durante os meses de estudo pode ter sido um fator colaborador para o desastre na Praia da Armação.

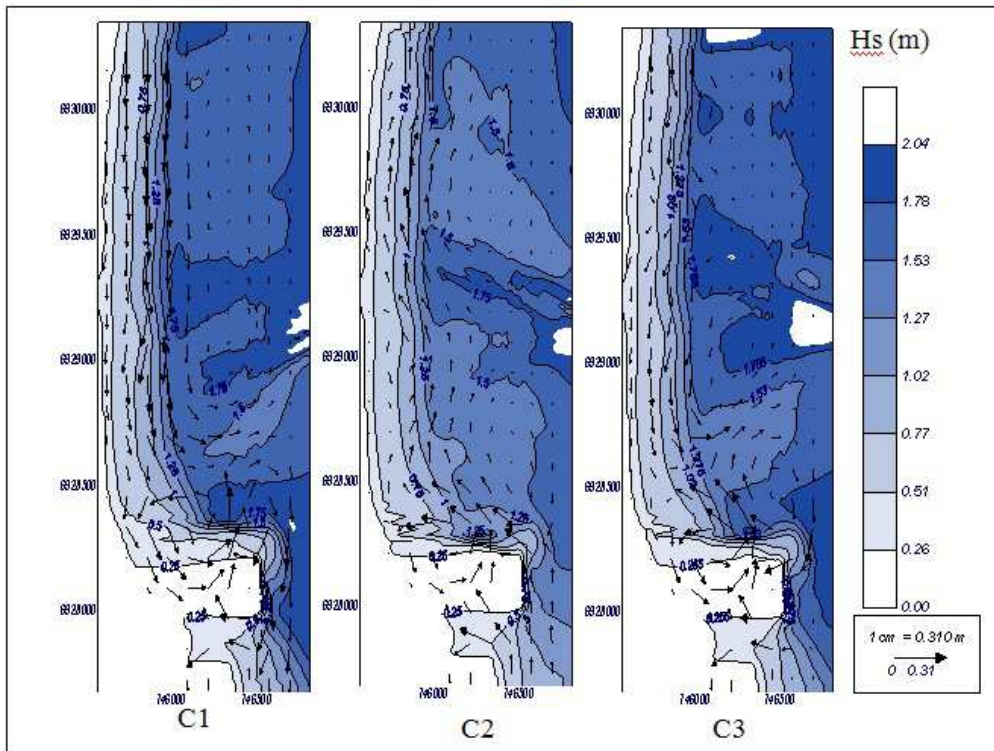


Figura 6: Representação da magnitude e direção das correntes e propagação da altura significativa das ondas.

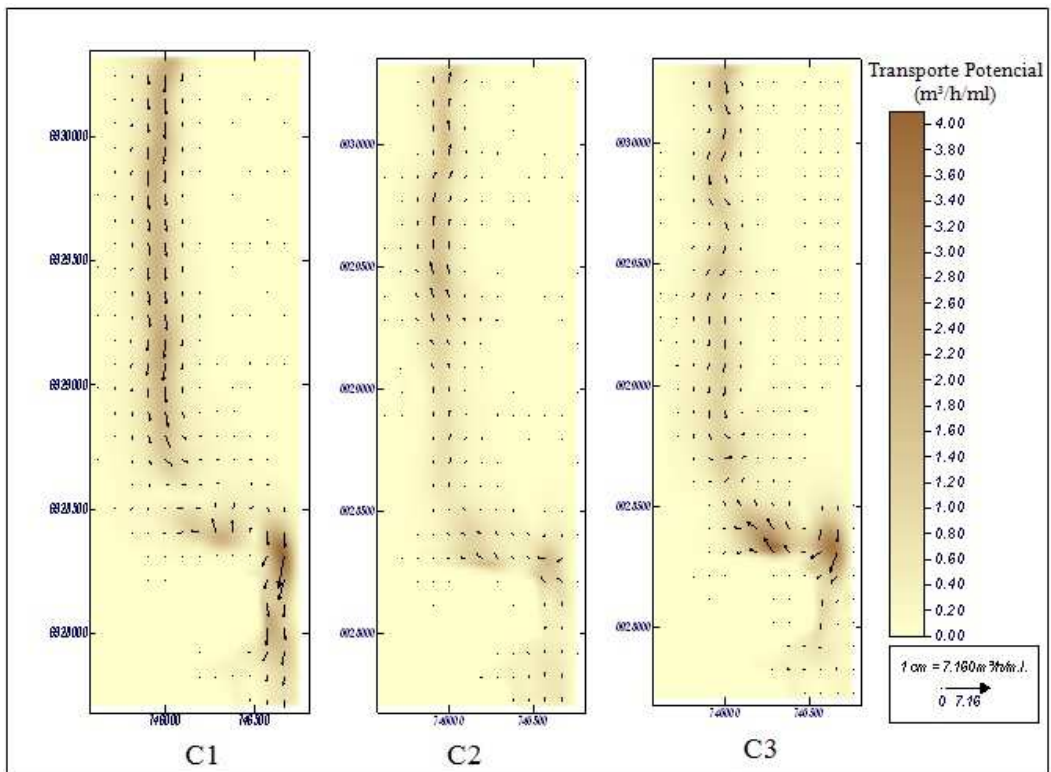


Figura 7: Potencial de transporte de sedimento nos três casos distintos de incidência de ondas.

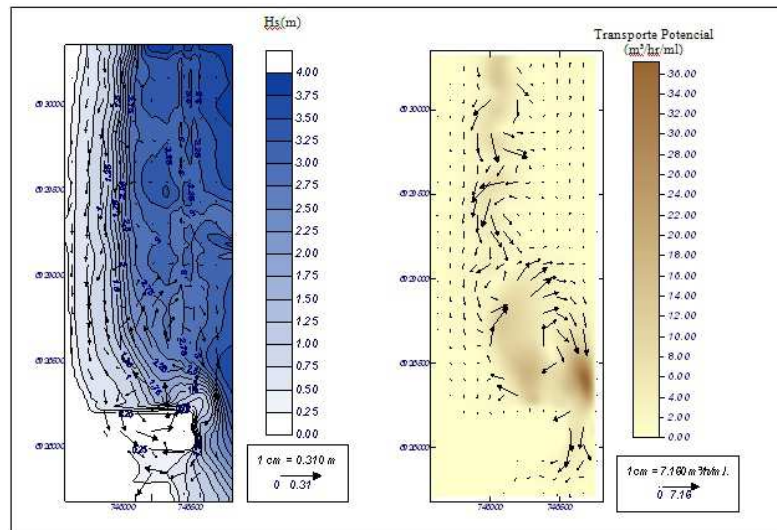


Figura 8: Representação da magnitude e direção das correntes, campo de alturas significativas e o potencial de transporte de sedimento para direção Leste.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A praia da Armação vem sofrendo um grande processo de erosão, causado pelas fortes ressacas ocorridas nos últimos anos. Obras de contenção foram executadas como medidas de mitigação, no entanto, o problema é muito mais complexo do que as ações imediatas tomadas pelo governo. Neste contexto, o presente estudo contribui para um passo inicial no entendimento dos processos físicos presentes na praia e é crucial dar continuidade a estes estudos para a prevenção de novos desastres. Além das fortes ondas que atinge a região durante o outono e inverno, têm-se construções inadequadas sendo instaladas em cima das dunas frontais o que agrava ainda mais o processo de retração da linha de costa.

Conclui-se que as ondas de Nordeste foram as que mais apresentaram transporte de sedimento, porém suas ocorrências foram muito baixas durante os três meses analisados. Em contrapartida, as ondas de leste obtiveram valores de ocorrência muito elevados e um transporte de sedimento razoável, foi, portanto, escolhida como o caso extremo das análises para a praia da Armação. Sugerindo assim que ondulações de leste foram as principais responsáveis pelo processo erosivo ocorrido.

Diversos aspectos devem ser explorados em trabalhos futuros como, por exemplo: a relação entre a granulometria local e a incidência de ondas e o transporte de sedimentos devido à granulometria da praia variar de muito grossa a muito fina.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo C.E.S., Franco D., Melo E. e Pimenta F., 2003. "Wave Regime Characteristics of the Southern Brazilian Coast". Copedec, International Conference On Coastal and Port Engineering in Developing Countries, 6, Colombo, Sri Lanka, Sri Lanka, pp. 1-15.
- Baptista, N. J. A., Ponzi, V. R. A e Sichel, S. E., 2004. "Métodos diretos e indiretos de investigação do fundo oceânico". Introdução à geologia marinha. Ed. Interciência, Rio de Janeiro, pp. 279.
- Mazzer, A. M., Dillenburg, S. R. e Souza, C. R. G., 2008. "Proposta de método para análise de vulnerabilidade à erosão costeira no Sudeste da ilha de Santa Catarina, Brasil". Revista Brasileira de Geociências, Vol. 38, No. 38, pp. 278.
- Pereira, E.P.P., 2010. Praia da Armação: Uma análise das causas e efeitos dos danos provocados em Maio de 2010. Trabalho de Graduação em Geografia, UFSC, Florianópolis, 129 p.
- Website do CPTEC: <http://www.cptec.inpe.br/>, acessado em 12 de setembro de 2012.
- Website da NOAA/NCEP: <http://polar.ncep.noaa.gov/waves/index2.shtml>, acessado em 20 de Abril de 2012.
- Website da DHN: https://www.mar.mil.br/dhn/chm/cartas/car_eletronicas.html, acessado em 25 de Abril de 2012.

6. AVISO DE RESPONSABILIDADE

Os autores são os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

NOTA SOBRE O CÁLCULO DO POTENCIAL ENERGÉTICO DE ONDAS GERADAS PELO VENTO PARA USO EM CONVERSORES DE ENERGIA

Eloi Melo F^o

Universidade Federal de Rio Grande,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica,
Laboratório de Engenharia Costeira,
Escola de Engenharia, FURG, C.P. 474, Rio Grande, RS, Brasil
melo.eloi@gmail.com

RESUMO

No presente trabalho apresenta-se uma breve revisão da teoria usada no cálculo do Fluxo de Energia transmitido por ondas oceânicas, abordando o conceito do "período de energia". Apresenta-se também uma forma aproximada para cálculo do Fluxo a partir da altura significativa e do período de pico do Estado de Mar. A questão da direcionalidade do Fluxo de Energia é tratada sugerindo-se uma terminologia para o Fluxo omni-direcional. O artigo chama atenção para a importância de se levar em conta Estados de Mar com espectros bi-modais e sugere uma maneira simples de se abordar a questão. Algumas considerações sobre o uso desses resultados na estimativa da eficiência de conversores de energia são ainda brevemente discutidas.

Palavras-chave: *Potencial energético de ondas, Período de Energia, Espectro de onda*

INTRODUÇÃO

A possibilidade de transformar a energia das ondas oceânicas em energia elétrica por aparelhos conversores especialmente projetados para essa finalidade trouxe nova motivação para estudos do clima de ondas de regiões oceânicas com vistas à determinação do potencial energético disponível. É farto o número de trabalhos publicados na literatura especializada sobre esse tópico, principalmente em países europeus (para publicações recentes ver: Iglesias et al., 2009; Rusu e Guedes Soares, 2009; Waters et al., 2009, Iglesias e Carballo, 2010 e Vicinanza et al., 2013).

O presente artigo visa fazer uma breve revisão da teoria que suporta o cálculo do potencial energético das ondas geradas pelo vento enfatizando sua aplicação prática e alertando sobre os percalços normalmente encontrados. Alguns aspectos específicos do problema, como a questão da direcionalidade do Fluxo de Energia e os cuidados com Estados de Mar bi-modais são também abordados.

1. REVISÃO DE PRINCÍPIOS BÁSICOS

No intuito de simplificar a análise, esta revisão vai focar o caso de ondas em águas profundas. As idéias apresentadas, entretanto, podem ser generalizadas para águas não-profundas uma vez feitas as adaptações necessárias.

A Mecânica das Ondas ensina (ver, por exemplo, Dean e Dalrymple, 1990) que o Fluxo de Energia (F_{mono}) transportado por uma onda monocromática - entendida aqui como onda linear, periódica (período T), plana e progressiva - através de um plano vertical com l unidade de largura e cobrindo a faixa de profundidade em que haja movimento induzido pela onda, num intervalo de l unidade de tempo é determinado por :

$$F_{mono} = E C_g \quad (1)$$

com E =densidade de energia e C_g =velocidade de grupo da onda, dados por :

$$E = \rho g \frac{H_{mono}^2}{8} \quad (2)$$

$$C_g = \frac{g}{4\pi} f^{-1} \quad (3)$$

onde H_{mono} é a altura da onda, g é a aceleração da gravidade e f a frequência da onda de período T .

Portanto, para o caso de ondas monocromáticas em águas profundas, o Fluxo de Energia pode ser calculado pela expressão:

$$F_{mono} = \frac{\rho g^2}{32\pi} H_{mono}^2 T \quad (4)$$

Observa-se que o plano acima mencionado é colocado perpendicularmente à direção de propagação das ondas uma vez que a velocidade de transporte de energia (C_g) (na ausência de correntes) tem direção e sentido coincidentes com a direção e sentido de propagação das cristas (C). Assim, o vetor Fluxo de Energia tem módulo dado pela Eq.(4) e mesma direção e sentido das ondas.

Observa-se também que metade do fluxo refere-se à energia potencial associada ao deslocamento vertical da superfície da água e a outra metade refere-se à energia cinética associada ao movimento das partículas de água induzido pelas ondas na coluna d'água.

A grandeza Fluxo de Energia é, por definição, dimensionalmente equivalente a Potência. No Sistema Internacional de unidades, o Fluxo tem unidade de $[kg m / s^3]$ ou $[(J / s) / m]$ ou, equivalentemente, $[W / m]$. Portanto, com o plano disposto da forma acima mencionada, o Fluxo de Energia das ondas calculado pela Eq.(4) tem unidades de Watts por metro de crista.

Para ondas geradas pelo vento (as ondas “reais” do oceano), o campo de ondas encontrado num certo Estado de Mar é descrito pelo seu Espectro Direcional $S(f, \theta)$ o qual mostra como a energia presente se distribui em termos das diferentes componentes de frequência f e direção θ que o compõe (ver, por ex., Holthuijsen, 2007). Pela dificuldade em se determinar em detalhe a direcionalidade do campo de ondas, o Espectro Direcional é usualmente decomposto em:

$$S(f, \theta) = S(f)D(\theta|f) \quad (5)$$

onde $S(f)$ é o Espectro de Frequência – ou, mais precisamente, a Densidade Espectral de Energia – e $D(\theta|f)$ é uma função que controla o espalhamento angular das componentes espectrais. Na praxe comumente usada, D é considerado *simétrico* em torno de uma direção principal θ_p (usualmente a direção do vento gerador das ondas) e definido de forma a ter área unitária para todas as frequências.

O Fluxo de Energia associado a uma dada componente espectral, $F_c(f, \theta)$, é dado por:

$$F_c(f, \theta) = \rho g C_g(f) S(f) D(\theta|f) d\theta df \quad (6)$$

onde $C_g(f)$ é a Velocidade de Grupo da componente de frequência f , calculada pela Eq.(3) acima.

O Fluxo (total) de Energia (F) correspondente a um certo Estado de Mar é dado pela soma das contribuições individuais de todas as componentes que compõem o Espectro Direcional. Usando a Eq.(6) tem-se:

$$F = \rho g \int_0^\infty \int_{-\pi}^\pi D(\theta|f) d\theta C_g(f) S(f) df \quad (7)$$

Invocando-se a propriedade de área unitária da função D , chega-se a:

$$F = \rho g \int_0^\infty C_g(f) S(f) df \quad (8)$$

A direção principal do Fluxo é θ_p , a direção principal do Espectro Direcional, acompanhando o sentido de propagação das ondas. Usando a Eq.(3) em (8), tem-se:

$$F = \frac{\rho g^2}{4\pi} \int_0^\infty f^{-1} S(f) df \quad (9)$$

Portanto, o (módulo do) Fluxo de Energia de um campo de ondas geradas pelo vento, em águas profundas, pode ser calculado de forma exata pela Eq.(9).

A literatura da área de Conversores de Energia de Ondas (“WEC”, em inglês) que trata do cálculo do potencial energético de ondas geradas pelo vento tornou praxe o uso do parâmetro T_e , o chamado “período de energia”. A introdução de T_e na teoria acima é feita da seguinte forma. O Fluxo (Eq. 9) é expresso como:

$$F = \frac{\rho g^2}{64\pi} \cdot 16 \int_0^\infty S(f)df \cdot \frac{\int_0^\infty f^{-1}S(f)df}{\int_0^\infty S(f)df} \quad (10)$$

com,

$$H_s^2 = 16 \int_0^\infty S(f)df \quad (11)$$

$$T_e \equiv \frac{\int_0^\infty f^{-1}S(f)df}{\int_0^\infty S(f)df} \quad (12)$$

onde H_s é a altura significativa e T_e , por definição, é o período de energia supra citado.

Usando as equações acima, chega-se a uma expressão para o Fluxo de Energia absolutamente equivalente a Eq.(9) dada em função de H_s e T_e :

$$F = \frac{\rho g^2}{64\pi} H_s^2 T_e \quad (13)$$

Na literatura de WEC's, o período T_e tem sido interpretado fisicamente como “o período de uma única onda senoidal com a mesma energia do Estado de Mar” (e.g., Iglesias et al., 2009 e Vicinanza et al., 2013). Ora, a (densidade) de energia de uma onda relaciona-se à sua altura (Eq. 2), não ao seu período. Pela definição de T_e , supõe-se que a altura dessa “única onda senoidal” seja a própria altura significativa do mar (H_s). Entretanto, pela teoria exposta acima, o Fluxo de energia de uma onda monocromática é dado pela Eq.(4) a qual difere da Eq.(13). Na verdade, comparando-se as duas equações, constata-se que uma “única onda senoidal” de altura H_s e período T_e transportaria o dobro da energia de um espectro de ondas unidirecional (i.e. sem espalhamento angular) com altura significativa H_s e período de energia T_e . Para se garantir o mesmo Fluxo de energia o mais correto seria usar como altura da onda monocromática hipotética a grandeza $H_{rms} = H_s/\sqrt{2}$.

O período de energia tem sido associado também ao período “médio” das ondas (irregulares) – ver Mollison e Pontes (1992). Todavia, a teoria estatística das ondas geradas pelo vento (ver Ochi, 2010, pag. 115) apresenta como período médio o parâmetro \bar{T} definido por:

$$\bar{T} = \sqrt{\frac{\int_0^\infty S(f)df}{\int_0^\infty f^2 S(f)df}} \quad (14)$$

A Eq.(14) difere da definição de T_e (Eq.12) trazendo dúvidas sobre essa associação com o período médio.

Uma interpretação física mais recente de T_e , desvinculada da questão de transporte de energia, consta da terceira edição do livro de Goda (Goda, 2010, pag. 53 e 54). Baseado em simulações numéricas, este autor afirma que T_e aproxima muito bem o parâmetro $T_{1/3}$ - média do terço superior dos períodos observados num registro de ondas - para Espectros uni-modais, tanto estreitos quanto largos. Goda (2010) sugere chamar esse período, numa analogia com a altura significativa, de “período significativo espectral” mas não apresenta justificativa teórica para a correlação observada. Esta interpretação é, sem dúvida, a mais promissora pois $T_{1/3}$ é um parâmetro com sentido físico palpável.

Uma discussão pormenorizada sobre a interpretação física de T_e foge ao escopo do presente trabalho e, por ora, vamos apenas considerar que T_e seja um parâmetro que se presta ao cálculo do Fluxo de Energia associado a um dado Espectro de ondas.

No Sistema Internacional de unidades, tomando a densidade da água do mar como $\rho = 1026 \text{ kg/m}^3$, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, H_s em m , T_e em s , e usando kW/m como unidade para F , o Fluxo de Energia pode ser calculado pela expressão (dimensional):

$$F = 0.49 \cdot H_s^2 T_e \quad (\text{kW/m}) \quad (15)$$

A expressão acima tem sido amplamente utilizada em trabalhos de avaliação do potencial energético do mar em vários locais (ver referências citadas na introdução).

2. APLICAÇÃO PRÁTICA: FLUXO CALCULADO EM FUNÇÃO DE PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS DO ESTADO DE MAR

O cálculo exato do Fluxo de Energia - usando a Eq.(9) ou, equivalentemente, a Eq.(15) - envolve o conhecimento do Espectro de Frequência da agitação marítima. Aí reside a primeira dificuldade na aplicação prática da teoria. De fato, na maioria das aplicações, o Espectro das ondas não é conhecido (ou não está disponível) e o Estado de Mar é caracterizado de forma simplificada por meio de parâmetros característicos. Nessa seção são analisadas algumas questões relativas ao cálculo do Fluxo de Energia em função de parâmetros normalmente usados em Engenharia Oceânica/Costeira.

A caracterização de Estado de Mar mais comum usa o trio de parâmetros: H_s , altura significativa [definida pela Eq.(11)], T_p , período de pico e θ_p , direção de pico, onde o “pico” corresponde à frequência de maior densidade de energia do espectro. Portanto, o período T_e não faz parte dessa caracterização.

Uma maneira aparentemente possível a primeira vista seria fazer uma analogia direta entre as ondas geradas pelo vento e ondas monocromáticas e calcular o Fluxo de Energia do mar real usando a Eq. (4) com H_s em lugar de H_{mono} e T_p em lugar de T (Pianca et al., 2010). Entretanto, comparando-se as Eqs.(4) e (13) verifica-se que essa abordagem levaria a uma grande superestimação do Fluxo real (de 100% se T_p for igual a T_e – ver próximo parágrafo).

A maneira correta de efetuar o cálculo do Fluxo é através da Eq.(15) na qual aparece H_s , um dos parâmetros característicos usados na prática. Pela simplicidade dessa expressão, fica-se tentado a usar a Eq.(15) simplesmente colocando T_p em lugar de T_e ... o que suscita a seguinte questão: qual a relação entre T_p e T_e ?

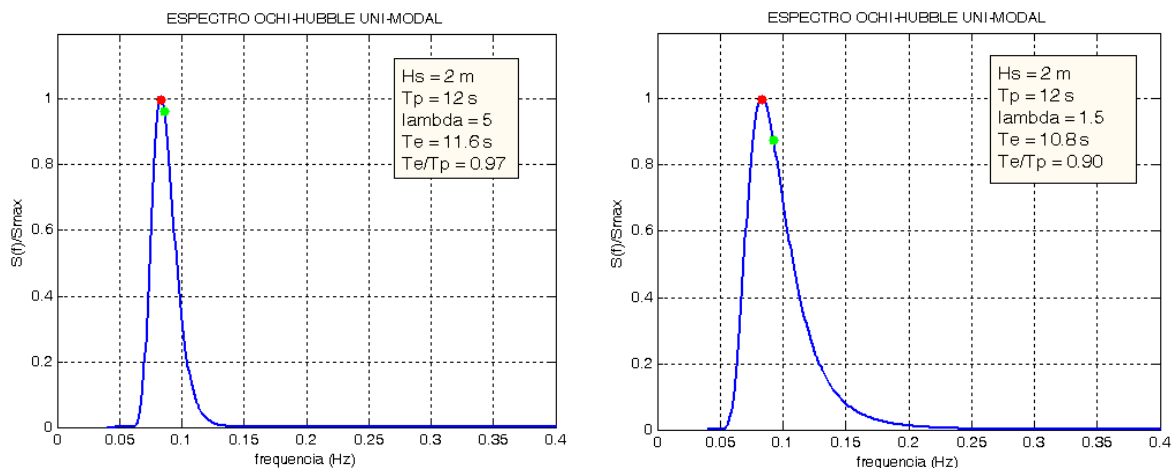
Para analisar o assunto é necessário lançar mão de espectros de frequência típicos das ondas geradas pelo vento. Dentre as várias possibilidades, em vista dos objetivos em foco, optou-se por usar o espectro parametrizado Ochi-Hubble (ver Ochi, 2005). Esse tipo de espectro tem como parâmetros de entrada: H_s , T_p e λ = parâmetro de “picosidade” do espectro e, portanto, presta-se bem à presente análise.

$$S(w) = \frac{1}{4} \left[\frac{(4\lambda + 1) \frac{w_p^4}{4}}{\Gamma(\lambda)} \right] \frac{H_s^2}{w^{4\lambda+1}} \exp \left[-\frac{(4\lambda + 1)}{4} \cdot \left(\frac{w_p}{w} \right)^4 \right] \quad (16)$$

onde, $w=2\pi f$, $w_p=2\pi/T_p$ e Γ refere-se a função matemática homônima.

No espectro Ochi-Hubble, a agudez do espectro aumenta com o aumento do parâmetro λ . De acordo com Ochi (2005), comparações do espectro sintético acima com espectros medidos em campo indicaram que λ varia entre 0.5 (espectro largo) e 7 (espectro estreito) aproximadamente.

A Fig. 2 abaixo ilustra os resultados produzidos pela Eq.(16) para espectros de bandas estreita ($\lambda=5$), média ($\lambda=1.5$) e larga ($\lambda=0.5$), todos normalizados pela ordenada do espectro na frequência de pico. A posição das frequências correspondentes a T_p e T_e - calculado pela Eq.(12) - bem como a relação entre esses parâmetros, são também mostradas na Fig. 2.



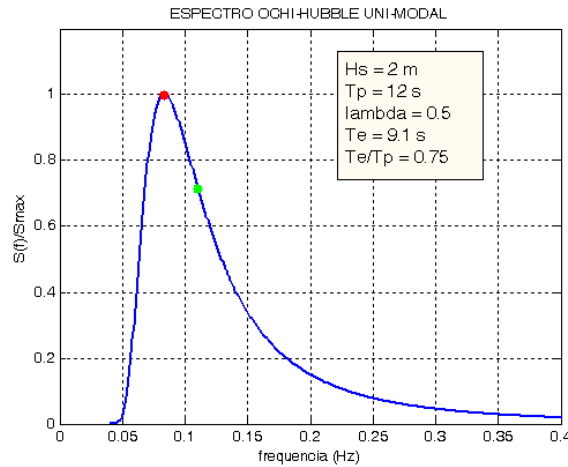


Figura 1. Espectros Ochi-Hubble normalizados pelo valor modal. No alto: Espectros estreito e médio e em baixo: Espectro largo. Pontos em vermelho correspondem a T_p e em verde a T_e

A análise dos resultados mostra que a relação entre T_e e T_p depende, como esperado, da forma do espectro e, em particular, do espalhamento em frequência controlado pelo parâmetro de “picosidade” λ . De maneira geral, pode-se concluir que:

- Espectro estreito : $T_e \approx 0.97 T_p$
- Espectro médio $T_e \approx 0.90 T_p$
- Espectro largo $T_e \approx 0.75 T_p$

A avaliação acima coincide com a apresentada em Goda (2010), pag. 54, para espectros do tipo Wallops. Na ausência de informações sobre as características do espectro da região oceânica em questão, uma possível providência seria tomar o espectro de banda média como representativo para a relação entre T_p e T_e e considerar $T_e \approx 0.90 T_p$. Essa relação tem sido usada em análises do potencial energético das ondas ao largo da costa canadense [Dunnet e Wallace (2009)].

Com isso, é possível expressar de forma aproximada o Fluxo de Energia em termos de H_s (em m) e T_p (em s) como:

$$F \approx 0.45 \cdot H_s^2 T_p \quad (kW/m) \quad (17)$$

A expressão acima é uma alternativa simples e interessante para cálculo do Fluxo de Energia em casos práticos a partir dos parâmetros característicos da agitação.

3. FLUXO OMNI-DIRECIONAL E A “POTÊNCIA” DISPONÍVEL NUM DADO CLIMA DE ONDAS

Uma questão que as vezes passa despercebida em estimativas do potencial energético de um certo sítio oceânico refere-se à questão da direcionalidade do Fluxo de Energia das ondas do mar. De fato, estudos do clima de ondas mostram que as ondas vêm usualmente de uma gama de direções diferentes. Como mostrado na revisão da teoria feita na primeira seção, o Fluxo de Energia induzido pelas ondas é uma grandeza vetorial com direção e sentido equivalente ao das ondas. Assim, se for de interesse, é possível construir histogramas direcionais do Fluxo de Energia que, na forma polar, tem o nome de “Rosas”. Para montar as “Rosas de Fluxo”, bastaria agrupar as condições de mar com direções θ_p dentro de setores direcionais pré-estabelecidos e fazer a estatística requerida. Esse tipo de informação seria importante para conversores sensíveis à direção de incidência das ondas. Análises desse tipo tem sido feita por vários autores (ver referências citadas na introdução).

Entretanto, dependendo do tipo de conversor a ser usado, as características direcionais do Fluxo de Energia podem não ser relevantes. Esse seria o caso, por exemplo, de conversores com simetria axial que torna o aparato indiferente à direção de aproximação das ondas (e do Fluxo de Energia). Para essas situações, o interesse residiria numa avaliação “global” do Fluxo a qual incluiria todas as direções sem distinção. Num estudo climático de um certo local, esse Fluxo omni-direcional poderia ser obtido simplesmente somando os módulos do Fluxo de Energia de todos os estados de mar ocorridos no período analisado sem preocupação com suas direções. É interessante observar que o Fluxo omni-direcional é uma grandeza escalar. Na opinião do autor, talvez fosse interessante reservar a palavra “Potência” (P) para designar o Fluxo de Energia omni-direcional (escalar) reservando o termo “Fluxo de Energia” para a grandeza vetorial.

Em aplicações práticas - por exemplo, usando dados históricos de (H_s, T_p) obtidos pelo modelo *Wave Watch III* da NOAA (National Oceanic and Atmospheric Administration) - a “Potência” (omni-direcional) total disponível num certo sítio oceânico durante um dado intervalo de tempo pode ser calculada de forma rápida e simples por:

$$P_{total} = \sum_i 0.45 \cdot (H_s^2 T_p)_i \quad (kW/m) \quad (18)$$

com i cobrindo toda a massa de parâmetros H_s, T_p do clima de ondas no intervalo de tempo considerado (usualmente vários anos), tomando-se, porém, alguns cuidados conforme apontado na próxima seção. Normalmente se usa calcular a Potência média anual que pode ser facilmente obtida a partir da Potência total.

A unidade de kW por metro seria melhor compreendida nesse caso omni-direcional se imaginássemos um círculo em torno do “ponto” analisado o qual englobaria todas as direções indiscriminadamente.

4. INCLUSÃO DE ESTADOS DE MAR COM ESPECTROS BI-MODAIS

A aplicação prática mostrada acima parte do pressuposto que todos os Estados de Mar sejam sempre resultado de um único “sistema” de ondas ou, em outras palavras, que tenham espectros uni-modais caracterizados pelos parâmetros característicos (H_s, T_p, θ_p) . Estudos feitos na costa Sul brasileira por Araujo et (2003) e por Franco e Melo (2008) a partir de medições de onda ao largo da ilha de Santa Catarina mostraram que em cerca de 1/3 das condições de mar as ondas tem caráter bi-modal nas quais co-existem ondulações do quadrante Sul e vagas do quadrante Leste. Essa bi-modalidade característica do clima de ondas observada no Sul se mantém ao largo da costa Sudeste brasileira (Seixas, 1997) como ilustra a Figura 2 abaixo, extraída de Melo F^o (1982), a qual mostra o espectro de frequência de um mar bi-modal observado ao largo de Cabo Frio no início da década de 80.

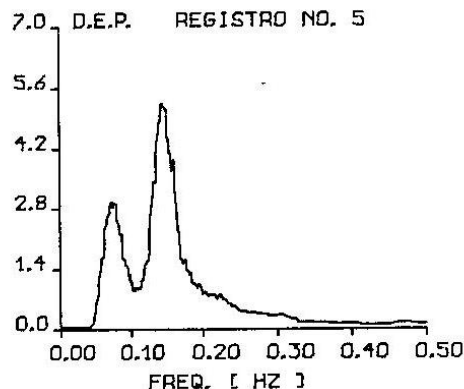


Figura 2 - Espectro bi-modal medido ao largo de Cabo Frio no início da década de 80
A unidade do eixo vertical (D.E.P.) é m^2/Hz .

Nesse contexto, a existência de mares bi-modais reveste-se de importância numa correta avaliação do potencial energético do mar nesse trecho da costa brasileira. A raiz do problema reside na representação de um estado de mar bi-modal da mesma forma que um uni-modal, ou seja, por meio de um único trio de parâmetros característicos. Com isso, toda a energia existente no mar é atribuída (incorretamente) ao sistema de onda (vaga ou ondulação) que tiver o pico mais alto no espectro. O problema é agravado quando os dois sistemas de ondas tiverem também direções diferentes como ocorre na costa S/SE brasileira. Estudos do clima de ondas que não levem esse fato em consideração (Pianca et al, 2010) podem produzir estatísticas imprecisas para esse trecho da nossa costa. Um estudo pormenorizado sobre a ocorrência de condições de mar multi-modais ao largo da ilha de Santa Catarina é feita por Franco e Melo (2008).

A análise feita nessa seção vai focar no cálculo da Potência (omni-direcional) do mar bi-modal, com isso a direcionalidade do Fluxo de Energia pode ser relevado e o problema fica simplificado.

Admitindo a linearidade do processo, a teoria vista acima é perfeitamente compatível com um “mar duplo”. Para tanto, vamos considerar que $S(f) = S_1(f) + S_2(f)$, substituir na Eq. (9) lembrando que a integral da soma é igual a soma das integrais e usar o expediente empregado na Eq. (10):

$$P = \frac{\rho g^2}{4\pi} \left[\int_0^\infty f^{-1} S_1(f) df + \int_0^\infty f^{-1} S_2(f) df \right] = 0.49 (H_{s1}^2 T_{e1} + H_{s2}^2 T_{e2}) \quad (kW/m) \quad (19)$$

onde H_{s1} e T_{e1} e H_{s2} e T_{e2} (em m e s , respectivamente) correspondem aos dois sistemas de onda que compõem o mar bi-modal.

A Eq.(19) mostra ser possível, para fins de cálculo do Fluxo de Energia, tratar os dois sistemas de onda (“mares”) que compõem um Estado de Mar bi-modal individualmente. Assim, usando a forma aproximada (Eq. 17) para cada um dos “mares”, chega-se a seguinte expressão em função dos H_s 's e T_p 's de cada “mar”:

$$P = 0.45(H_{s1}^2 T_{p1} + H_{s2}^2 T_{p2}) \quad (kW/m) \quad (20)$$

Em termos práticos, para levar em conta a bi-modalidade do clima de ondas é necessário, antes de iniciar os cálculos, identificar os casos bi-modais e fazer a separação dos sistemas de onda tratando-os de forma independente. Técnicas de separação fogem ao escopo desse trabalho, o leitor interessado pode consultar Rodrigues e Guedes Soares (1999) para uma metodologia clássica de separação baseada no Espectro de frequência. Esse expediente, entretanto, nem sempre é feito ou possível surgindo aí mais uma fonte de erro. Uma análise simplificada da ordem de grandeza do erro envolvido na desconsideração da bi-modalidade é efetuada na sequência.

Espectros bi-modais podem ser facilmente construídos pela superposição de dois espectros Ochi-Hubble - Eq.(16) - com os respectivos parâmetros de controle ($H_{s1,2}$, $T_{p1,2}$ e $\lambda_{1,2}$). Simplificadamente, duas situações podem ocorrer:

- (a) Espectros bi-modais com pico na ondulação e
- (b) Espectros bi-modais com pico nas vagas.

Para ambos os casos, mostrados na Fig. 3, o cálculo da Potência será feito de quatro maneiras usando como valores dos parâmetros necessários ao cálculo aqueles indicados na própria figura. As quatro maneiras são as seguintes:

- (i) cálculo exato pelo Espectro como um todo: usando a Eq.(13) com $(H_s)_{total}$ e $(T_e)_{total}$ dados pelas Eqs.(11) e (12), respectivamente
- (ii) cálculo exato com Espectros separados: usando a Eq.(19)
- (iii) cálculo aproximado levando em conta a bi-modalidade: usando a Eq.(20)
- (iv) cálculo aproximado ignorando a bi-modalidade: usando a Eq.(17) com $H_s^2 = (H_s^2)_{total} = H_{s1}^2 + H_{s2}^2$ e considerando como T_p o período do pico mais alto.

Os resultados estão sumarizados na Tab. 1.

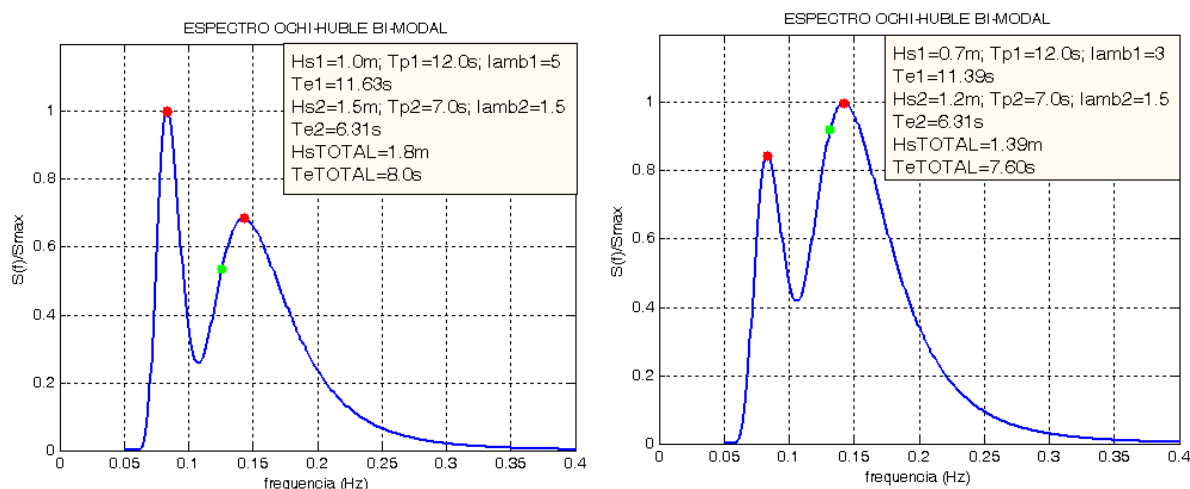


Figura 3. Espectros bi-modais Ochi-Hubble. A esquerda, caso (a): bi-modal com pico na ondulação e a direita, caso(b): bi-modal com pico nas vagas

Tabela 1. Resultados do cálculo do Fluxo de Energia em Espectros bi-modais pelas 4 maneiras indicadas

Método de cálculo	Caso (a)	Caso (b)
	Fluxo (kW/m)	Fluxo (kW/m)
(i) Eq.(13)	12.7	7.2
(ii) Eq.(18)	12.7	7.2
(iii) Eq.(19)	12.5 (erro = -1.6%)	7.2 (erro = 0)
(iv) Eq.(16)	17.5 (erro = +38%)	6.1 (erro = -15%)

É interessante observar que o primeiro Espectro, apesar de apresentar o pico mais alto no mar 1 (pico com maior densidade de energia), tem $H_{s1} < H_{s2}$, ilustrando que a altura do maior pico nem sempre corresponde ao mar mais energético. Isto se deve ao fato dos espectros serem funções de densidade de energia e não de energia per se. Um Estado de Mar com pico estreito e alto, logo com alta densidade de energia, pode ter um

conteúdo energético total (relacionado a H_s) menor do que outro que possua sua densidade de energia mais distribuída, sem grande concentração no pico, mas com conteúdo energético total maior do que o primeiro.

Analisando-se a Tab.1, observa-se que:

- Métodos de cálculo exatos (i) e (ii) são realmente equivalentes.
- Cálculo aproximado (iii) levando em conta a bi-modalidade deu resultados bem próximos do exato com um erro de -1.6% no primeiro caso e sem erro no segundo.
- Cálculo ignorando a bi-modalidade superestimou em 38% o Fluxo real no caso do espectro bi-modal com pico na ondulação e subestimou em 15% no caso do espectro bi-modal com pico nas vagas.

A análise acima objetiva apenas ilustrar o efeito da bi-modalidade no cálculo da Potência. Num caso geral, o erro decorrente da desconsideração da bi-modalidade vai depender da quantidade de energia presente nas ondulações e nas vagas e da agudez dos espectros individuais que dependem do clima de ondas local. Esse fato dificulta uma determinação precisa de um erro “médio” comum. Todavia, o exemplo acima mostra que a desconsideração da bi (ou multi) modalidade do Estado de Mar pode induzir erros significativos em regiões onde tal condição ocorra com frequência.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho abordou alguns aspectos relativos ao cálculo do potencial energético das ondas oceânicas geradas pelo vento com vistas a subsidiar o projeto/instalação de conversores de energia. Nesse item final são feitas algumas considerações simples sobre a utilização dessa informação.

Uma questão que permeia toda a análise é o fato de que todo aparato conversor terá de ser calibrado para funcionar otimamente numa certa faixa de frequência (período) da forçante: as ondas do mar. Um aspecto importante a ter em mente é que as ondas reais encontradas na superfície oceânica (geradas pelo vento) são inerentemente irregulares resultando da superposição de muitas componentes que compõem o espectro direcional do Estado de Mar. A eficiência de um dado conversor estimada substituindo-se o Estado de Mar real por uma onda (regular) monocromática de altura, período e direção fixos pode ser útil como indicativo da performance do aparelho mas não deve ser vista como a solução final do problema a qual deve contemplar a questão da irregularidade das ondas.

Mesmo numa estimativa simplificada desse tipo, restaria ainda decidir que altura e que período usar nessa onda monocromática hipotética. Seriam a altura significativa (H_s) e o período de energia (T_e) correspondentes ao espectro real a melhor opção? Se a idéia for contemplar toda a energia transportada pelo mar real, a resposta é: não. Para tanto, talvez fosse mais interessante usar como altura da onda monocromática (H_{mono}) a altura média quadrática associada ao Espectro dada por (ver Dean e Dalrymple, 1990):

$$H_{mono} = H_{rms} = \frac{H_s}{\sqrt{2}} = 0.71 H_s \quad (21)$$

Quanto ao uso do período de energia como o período da onda monocromática hipotética fica a questão de como exatamente interpretar fisicamente esse parâmetro.

Outra opção seria montar a onda monocromática hipotética usando o período T_p em lugar de T_e pois o primeiro tem uma interpretação física clara: é o período da componente com maior densidade de energia do Espectro. Poder-se-ia então usar como altura monocromática uma que garantisse o mesmo fluxo de energia do Espectro de altura significativa H_s . Admitindo-se um espectro de largura média, para o qual $T_e \approx 0.90 T_p$, a altura correspondente seria:

$$H_{mono} = \sqrt{0.9} H_{rms} = \sqrt{\frac{0.9}{2}} H_s = 0.67 H_s \quad (22)$$

A questão da bi-modalidade do mar deve ser considerada com atenção na estimativa da eficiência de conversores de energia em locais onde essa condição seja frequente. Suponhamos que o aparelho tenha sido calibrado para funcionar otimamente para uma certa faixa de períodos. Num mar bimodal pode ocorrer que apenas parte da energia presente esteja próxima ao período ótimo considerado. Se a outra parte da energia estiver concentrada em períodos fora da faixa de calibração do aparelho a eficiência do conversor ficará comprometida. Esse problema seria agravado em conversores sensíveis à direção das ondas sujeitos a mares bi-modais com sistemas de ondas provenientes de direções diferentes.

Quanto a questão da direcionalidade do Fluxo de Energia, vale ressaltar que próximo à costa, a direcionalidade das ondas (e do Fluxo de Energia) é restringida pelo efeito da refração que faz com que as ondas se propagem num setor de direções mais fechado do que em alto mar. Esse pode ser um aspecto

positivo para conversores direcionais fixos no fundo oceânico que não teriam como se ajustar a variações do ângulo de incidência das ondas.

Finalmente, uma palavra sobre o potencial energético global das ondas é oportuna. Young (1999) examinando as características globais do clima de ondas observou que a variabilidade sazonal e os valores extremos do clima de ondas aumentam a medida que nos movemos do equador em direção a latitudes mais altas nos dois hemisférios. Porém, analisando a variação anual de H_s em dois pontos a 50° de latitude, um no Hemisfério Norte (Atlântico Norte) e outro no Hemisfério Sul (Oceano Antártico), Young (1999) apontou uma notável diferença entre o clima de ondas nos dois Hemisférios, qual seja, a variabilidade sazonal no Hemisfério Sul é muito menos pronunciada do que no Hemisfério Norte. De fato, em ambos os locais, as condições mais severas ocorrem no inverno com a média mensal de H_s chegando ao mesmo valor de 6 m . Entretanto, durante o verão quando as condições são mais amenas, H_s mensal no Hemisfério Norte cai para 2.3 m enquanto no Hemisfério Sul esse valor cai para apenas 4 m (ver Young, 1999, pag 36). Essa característica das ondas do Hemisfério Norte pode ser claramente visualizada nas Rosas de H_s sazonais obtidas por Iglesias e Carballo (2010) para um sítio oceânico no extremo norte da Península Ibérica.

Pensando-se em termos da disponibilidade do potencial energético das ondas ao longo do ano, pode-se concluir que a situação mais desejável para geração de energia seja aquela do Hemisfério Sul, na qual a energia é melhor distribuída ao longo do ano. Portanto, nesse aspecto, pelo menos, estamos em vantagem !

6. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- Araujo, C.E.S., Franco, D.; Melo, E. e Pimenta, F., 2003. “Wave regime characteristics of the southern Brazilian coast”. Proceedings of the Sixth International Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, COPEDEC VI, Colombo, Sri Lanka, Paper No. 097; pp 15.
- Dean, R.G. & Dalrymple, R.T. 1990. Water Waves for Engineers and Scientists. Advanced Series on Ocean Engineering – Vol 2; World Scientific.
- Dunnet, D. & Wallace, J.S. 2009. “Electricity generation from wave power in Canada”. Renewable Energy 34(2009) 179-195
- Franco, D. e Melo F^o, E., 2008. “Relevância dos mares secundários na caracterização do regime de ondas ao largo da Ilha de Santa Catarina, SC (2002 – 2005)”. III Seminário em Engenharia Oceânica, FURG, Rio Grande. [disponível on-line em <http://www.semengo.furg.br/2008/38.pdf>]
- Goda, Y., 2010. Random Seas and the Design of Maritime Structures 3rd edition. Advanced Series on Ocean Engineering – Vol 33; World Scientific.
- Holthuijsen, L.H. 2007. Waves in Oceanic and Coastal Waters. Cambridge University Press
- Iglesias, G., López, M., Carballo, R., Castro A., Fraguela, J.A. e Frigaard, J., 2009. “Wave energy potential in Galicia (NW Spain)”. Renewable Energy 34, pp. 2323-2333.
- Iglesias, G. e Carballo, R., 2010. “Wave energy resource in the Estaca de Bares area (Spain)”. Renewable Energy 35, pp. 1574-1584
- Mollison, D. e Pontes, M.T. 1992. “Assessing the Portuguese Wave Power Resource”. Energy, Vol.17 (3), pp. 255-268.
- Melo F^o, E., 1982. Considerações sobre a análise da agitação marítima. Tese de M.Sc. Programa de Engenharia Oceanica. COPPE/UFRJ.
- Ochi, M.K., 2005. Ocean Waves, the Stochastic Approach. Cambridge University Press.
- Pianca, C., Piero Mazzini, L. F. e Siegle, E., 2010. “Brazilian Offshore Wave Climate based on NWW3 Reanalysis”, Brazilian Journal of Oceanography, 58(1), pp. 53-70.
- Rodriguez, G. e Guedes Soares, C. 1999. “A criterion for the automatic identification of multimodal sea wave spectra”. Applied Ocean Research 21: 329–333
- Rusu, E. e Guedes Soares, C., 2009, “Numerical modeling to estimate the spatial distribution of the wave energy in the Portuguese nearshore”. Renewable Energy 34: 1501–1516.
- Seixas, N. A. B., 1997. Clima de ondas na Baía de Campos: análise de dados e proposta de parametrização. Tese de Doutorado. Observatório Nacional, Rio de Janeiro.
- Vicinanza, D., Contestabili, P. e Ferrante, V., 2013. “Wave energy potential in the north-west of Sardinia (Italy)”. Renewable Energy 50 (2013) 506-521
- Young, I.R., 1999. Wind Generated Ocean Waves. Elsevier Ocean Engineering Book Series – Vol. 2. Elsevier
- Waters, R., Engstrom, E., Isberg, J., Leijon, M., 2009. “Wave climate off the Swedish west coast”. Renewable Energy 34, pp. 1600-1606.

7. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O autor é o único responsável pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

O USO DO ^{222}Rn NA ESTIMATIVA DA DESCARGA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Mariele Paiva¹, Carlos F. F. Andrade², Karina K. Attisano³, Felipe H. Niencheski⁴

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Oceanografia Física, Química e Geológica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
*e-mail: marieledepaiva@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande
Instituto de Oceanografia
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: carlos.fand@gmail.com

³ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Oceanografia Física, Química e Geológica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: karina.attisano@gmail.com

⁴ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: felipeniencheski@furg.br

RESUMO

A importância da descarga de água subterrânea em ambientes costeiros vem sendo crescentemente reconhecida, em função de sua significativa influência na composição química da água, na produtividade primária, na zonação biológica e nos demais processos relativos à manutenção da cadeia trófica marinha, inclusive em nível global. As concentrações de nutrientes e outros elementos na água subterrânea são muito maiores do que em águas superficiais, então, mesmo um pequeno aporte para o oceano pode ter efeitos biogeoquímicos significativos. A estimativa da descarga de água subterrânea a partir do uso do radônio, é baseada na quantificação das fontes e sumidouros deste elemento no sistema submetido a tal processo, de forma que sejam consideradas no balanço de massa. Embora exista um grande número de estudos voltados à quantificação da descarga de água subterrânea a partir do uso deste traçador, os cálculos que envolvem essa estimativa são geralmente muito pouco detalhados, o que dificulta a reprodução desse tipo de estudos em ambientes diversos. O presente trabalho apresenta, a partir de uma intensa revisão bibliográfica, uma descrição detalhada e clara das etapas dos cálculos e procedimentos necessários à aplicação dessa metodologia tanto em ambiente dominado por processos advectivos como em ambientes dominados por processos advectivos-difusivos, a fim de facilitar a reprodução dessas importantes estimativas nas mais diversas áreas.

Palavras-chave: aquífero, fluxo, traçador geoquímico, advecção-difusão, SGD

1. INTRODUÇÃO

A importância da descarga de água subterrânea (SGD) em ambientes costeiros vem se tornando cada vez mais reconhecida, em função do seu significativo potencial como fonte de elementos químicos dissolvidos (naturais ou antrópicos) para as águas costeiras (Santos et al., 2008). As concentrações de nutrientes e outros elementos na água subterrânea podem ser muito maiores do que em águas superficiais, então, mesmo o aporte de uma pequena quantidade de água subterrânea em um corpo de água superficial pode ter efeitos biogeoquímicos significativos (Schmidt *et al.*, 2011).

O impacto relativo à SGD em um corpo d'água é controlado pelas camadas subjacentes e pelos constituintes derivados da fonte de água subterrânea (Swarzenski et al., 2007). Os fatores que determinam a magnitude da SGD incluem a alta taxa de precipitação, o relevo e a permeabilidade do sedimento de entorno (Zektser e Loaiciga, 1993). Além disso, processos de curto (setup de ondas e maré) e longo prazo (mudanças no gradiente hidráulico) e células de convecção induzidas pela água sobrejacente mais densa que a água subterrânea advectada são descritos como forçantes para esse escoamento (Smith, 2004). Por isso, a SGD é frequentemente irregular, difusa, temporalmente variável e pode ocorrer em resposta a essas múltiplas forçantes (Burnett et al., 2003a).

Embora nas últimas décadas um evidente progresso nos estudos da SGD tenha sido registrado (citar todo mundo), ainda se faz necessário a estimativa deste processo nos distintos compartimentos costeiros, para quantificar a importância da descarga de água subterrânea em escala global.

Existem três ferramentas que podem ser utilizadas para a medida da descarga de água subterrânea: traçadores geoquímicos, modelagem numérica e medidas diretas com câmaras bentônicas (medidores *seepage*). Um dos métodos mais promissor é a utilização de traçadores geoquímicos, em função da coluna d'água do corpo receptor integrar os traçadores oriundos da SGD. Assim, variações de pequena escala são minimizadas, tornando os traçadores geoquímicos ferramentas ideais, mesmo com a existência de grande variabilidade espacial, inerente a SGD.

Os radionuclídeos naturais, como o radônio (^{222}Rn) e o rádio (^{226}Ra), e alguns compostos orgânicos, como o metano (CH_4), podem ser utilizados como traçadores da descarga de água subterrânea. Para selecionar o traçador mais apropriado para determinado sistema, deve-se considerar vários fatores, incluindo: (i) o fator de enriquecimento do traçador na água subterrânea relativo à água superficial; (ii) sua reatividade no ambiente; (iii) a habilidade de se quantificar outras fontes e sumidouros, no caso do uso de traçadores naturais. O uso do traçador também requer que esse seja e fácil medição e, se radioativo, o decaimento deve ser coerente com o tempo do processo em questão. Preferencialmente, a concentração do traçador deve ser relativamente homogênea na água subterrânea.

Avaliando esses fatores, o ^{222}Rn é claramente o mais indicado para quantificar a SGD em corpos de água doce, como lagoas e rios. A concentração desse traçador difere de forma significativa entre águas subterrâneas e superficiais em relação aos demais traçadores. Por exemplo, enquanto a atividade de ^{222}Rn em água subterrânea é de duas a três ordens de magnitude superior do que em águas superficiais, o metano e os isótopos de rádio tem esse fator inferior a dez vezes (Santos et al., 2008). Apesar da evasão atmosférica, o ^{222}Rn é conservativo, o que simplifica a interpretação de suas fontes e sumidouros. Contrariamente, fatores complexos como produção biológica *in situ* e reações de sorção/dessorção com partículas (especialmente em água doce) podem afetar os ciclos do metano e do rádio, respectivamente, de forma significativa (Charette, 2007).

Para que seja possível estimar o valor da descarga de água subterrânea a partir do uso do radônio, é preciso quantificar suas fontes e sumidouros, de forma que essas sejam consideradas no balanço de massa de forma precisa. Embora exista um número razoável de estudos relacionados à quantificação da SGD a partir do uso deste traçador, os cálculos que envolvem essa estimativa são geralmente muito pouco detalhados, o que dificulta a reprodução desse tipo de estudos em ambientes diversos (Burnett e Dulaiova, 2003). Nesse contexto, o presente trabalho tem por objetivo apresentar de forma clara uma descrição detalhada das etapas dos cálculos e procedimentos existentes na literatura (Burnett e Dulaiova, 2003; Santos *et al.*, 2008), necessários à aplicação dessa metodologia para medida de fluxos oriundos da SGD.

2. ^{222}Rn COMO TRAÇADOR DA DESCARGA DE ÁGUA SUBTERRÂNEA

Medidas da atividade de radônio na coluna d'água tem sido realizadas através do uso de padrões de amostras oceânicas e técnicas de análise que envolvem a evasão de radônio para sua medida, com cuidado especial para amostragem de gases traço. (Broecker, 1965; Mathieu et al., 1988). Alternativamente, sistemas automatizados podem ser aplicados, com intuito de aumentar a resolução de amostragem e eficiência do processo. Burnett et al. (2001) apresentaram um monitor contínuo de radônio (RAD-7 da DurrIDGE® CO) que pode prover dados de alta resolução em águas costeiras em tempo real. O sistema de análise automatizada de radônio através de uma corrente constante de água (dirigida por uma bomba submersível) que passa através de um trocador ar-água, o qual distribui o radônio que sai da água para um sistema de ar fechado. A corrente de ar é então carregada até um monitor de radônio comercial que determina a atividade de ^{222}Rn pela coleta e medida das emissões alfa dos filhos, ^{214}Po e ^{218}Po . Desde

que a distribuição de radônio para o ar esteja em equilíbrio entre as fases ar e água e, sabendo-se que esta é governada pela temperatura, a atividade de ^{222}Rn é facilmente calculada, como segue:

$$A = 0.105 + 0.405e^{-0.0502T} \quad (1)$$

Onde A é a taxa de atividade da água para o ar (em torno de 1:4 à temperatura ambiente) e T é a temperatura da água (°C). O tempo de resposta do sistema depende da meia vida do ^{218}Po , do volume de ar no sistema fechado, da velocidade de transferência da água para o ar (a qual depende da eficiência da aeração e da velocidade da bomba), a taxa de fluxo de recirculação do ar, o volume da água no trocador e a taxa de fluxo no trocador (Lane-Smith e Shefsky, 1999).

O grande enriquecimento de ^{222}Rn em águas subterrâneas em relação às águas de superfície (tipicamente 1000 vezes ou mais), a sua natureza não reativa, e seu tempo de meia-vida ($t_{1/2} = 3,83\text{d}$) fazem do ^{222}Rn um traçador excelente para identificar áreas de descarga de águas subterrâneas e, com o uso do ferramental acima citado, torna-se um elemento de fácil medição, facilitando a investigação dos processos de descarga de água subterrânea nos diversos corpos hídricos.

Existem descritas na bibliografia pelo menos duas maneiras de estimar a descarga de água subterrânea a partir do uso de ^{222}Rn . Em ambos casos se faz necessário a determinação das fontes (decaimento do ^{226}Ra e difusão do sedimento) e sumidouros (mistura horizontal e evasão atmosférica).

2.1 Evasão atmosférica

O radônio é um gás nobre que, devido a sua baixa pressão parcial atmosférica, tende à evasão na interface água/ar. Este processo representa um fluxo (perda) geralmente significativo de ^{222}Rn da coluna d'água devendo, portanto, ser considerado a partir da seguinte estimativa:

$$J_{\text{atm}} = K_{600} (C_w - \alpha C_{\text{air}}) \quad (2)$$

Onde, C_w é a atividade de ^{222}Rn na água; C_{air} a atividade de ^{222}Rn no ar; K_{600} é a “velocidade de pistão”, dada em m/min. Pode ser entendida como a velocidade em que ocorre a transferência do gás na interface ar/água. É regulada majoritariamente pela velocidade do vento e pode ser obtido seguindo a equação:

$$K_{600} = 0,45\mu^{1,6}(Sc/600)^{-a} \quad (3)$$

Sendo, μ a velocidade do vento (m/s); Sc o número de Schimidt do ^{222}Rn , regulado pela temperatura da água (é dividido por 600 para normalizar com o número estimado para o CO_2 a 20 °C). Pode ser obtido a partir da interpolação da Tab. 01 (Jahne, 1980) ou pela fórmula:

$$Sc = \eta/(\rho D) \quad (4)$$

Sendo, η é a viscosidade dinâmica; ρ é a densidade e D o coeficiente de difusão e a é uma constante, dependente da velocidade do vento (se $\mu \leq 3,6$, $a=0,6667e$, se $\mu > 3,6$, $a=0,5$).

Tabela 1. Número de Schimidt em diferentes temperaturas

Temperatura (°C)	Número de Schimidt ^{222}Rn
0	3150
10	1600
20	870
30	500
40	300

A equação dada por MacIntyre (1995; $K_{600} = 0,45\mu^{1,6}$) é a que mais se aproxima das médias obtidas através das demais equações (Wanninkhof, 1995; MacIntyre et al., 1995; Raymond and Cole, 2001 e Santos et al., 2008), excluindo-se a equação de Wanninkhof (1995), que embora apresente a melhor correlação com a média, apresenta valores bem acima dos demais, influenciando mais significativamente os valores das médias (Fig. 1).

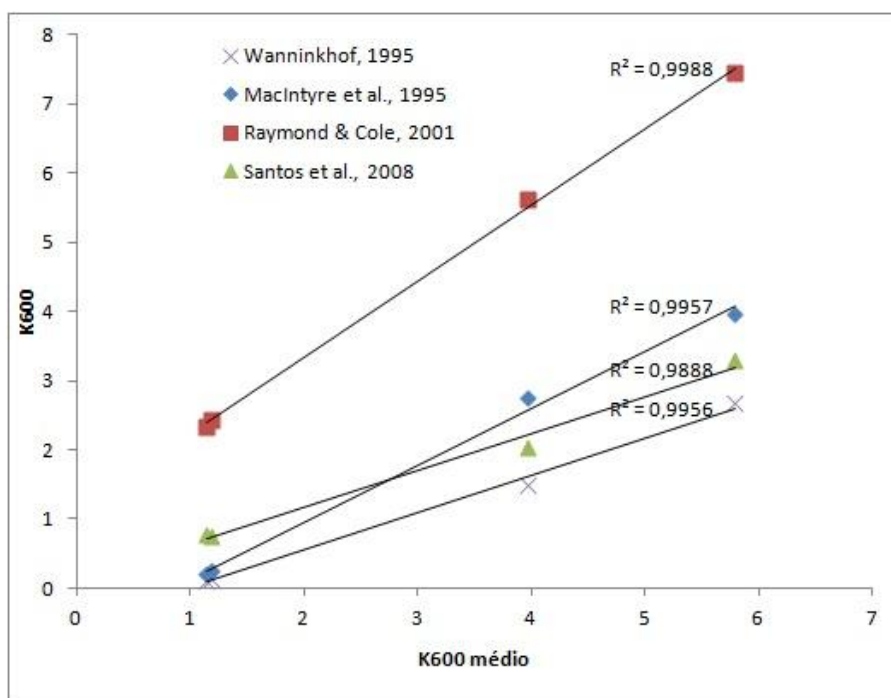


Figura 1. Correlação entre o K_{600} calculado seguindo diferentes autores e o K_{600} médio.

2.2 Difusão do sedimento

A difusão do sedimento corresponde a um fluxo de ^{222}Rn oriundo do decaimento do ^{226}Ra existente nos grão do sedimento. Em geral é um processo pouco significativo, mas, dependendo da litologia local, pode ser representativo. Esse fluxo (J_{diff}) pode ser obtido de duas maneiras, de forma independente da profundidade do corpo d'água amostrado. A primeira segue a equação:

$$J_{\text{diff}} = (\lambda D_s)^{1/2} (C_{\text{eq}} - C_w) \quad (5)$$

Sendo, λ a constante de decaimento do $^{222}\text{Rn} = 0,181$ (1/d), D_s o coeficiente de difusão do sedimento, C_{eq} a atividade de ^{222}Rn em equilíbrio com o sedimento (o ^{222}Rn liberado pelo ^{226}Ra durante o experimento de equilíbrio descrito em Santos et al., 2008), dividido pela porosidade do sedimento, com a finalidade de se obter o valor correspondente à concentração de ^{222}Rn da água intersticial (dpm/m³), C_w : Concentração de ^{222}Rn na água superficial sobreposta ao sedimento (dpm/m³), D_s é uma constante obtida a partir da temperatura e porosidade, seguindo a equação (Matens et al., 1980): $[-\log(D_s/\varphi) = (980/T) + 1,59]$, onde φ é a porosidade estimada a partir do conteúdo de água no sedimento, assumindo que a densidade do sedimento seja de 2,6g/cm³ e é expresso em %, T é temperatura da água (°C).

A segunda maneira segue uma equação empírica, apresentada por Burnett et al. (2003), como segue:

$$J_{\text{diff}} = 495^{226}\text{Ra} + 18,2 \quad (6)$$

Sendo ^{226}Ra a atividade de rádio no sedimento.

2.3 Perda Horizontal - Modelo conceitual em ambiente predominantemente advectivo

O princípio básico do uso de medidas contínuas de radônio para encontrar as taxas de advecção de água subterrânea é baseada no monitoramento do inventário de ^{222}Rn ao longo do tempo, dando subsídio para estimar as perdas atmosféricas e mistura com a água superficial, através das mudanças na atividade, as quais podem ser convertidas em fluxos.

As mudanças na atividade de radônio nas águas superficiais podem ser relacionadas a um grande número de processos (ressuspensão de sedimento, correntes costeiras, etc), entretanto o transporte advectivo de água subterrânea através do sedimento é, em geral, o processo dominante (Burnett et al., 2001). Então, se a atividade de radônio do fluido advectado pode ser medida, pode-se facilmente converter o fluxo de ^{222}Rn em fluxo de água.

O procedimento para a estimativa de fluxo de água subterrânea a partir do monitoramento contínuo de radônio no compartimento focado (Burnett e Dulaiova, 2003) pode ser resumido nos seguintes passos:

a. Realiza-se a medida continua de atividade de ^{222}Rn (Bq/m³) na coluna d'água sob enfoque, a profundidade da água, a temperatura do ar e da água, a velocidade do vento e a concentração de ^{222}Rn atmosférico, além da atividade de ^{226}Ra na água superficial e subterrânea.

b. Então, calcula-se o inventário de excesso de ^{222}Rn (não suportado pelo ^{226}Ra) para cada intervalo de medida, i.e.,

$$I (\text{Bq/m}^2) = \text{Exc}^{222}\text{Rn} (\text{Bq/m}^2) * \text{Prof} (\text{m}) \quad (7)$$

O excesso de atividade do radônio na coluna d'água é estimado a partir de medidas pontuais de ^{226}Ra , necessitando-se de poucas medidas de rádio, pois a variação na coluna d'água tende a ser pequena e a atividade é tipicamente baixa ($\text{Exc}^{222}\text{Rn} (\text{Bq/m}^3) = \text{Total}^{222}\text{Rn} (\text{Bq/m}^3) - ^{226}\text{Ra} (\text{Bq/m}^3)$).

c. Os inventários calculados são então normalizados pela altura média das marés para remover os efeitos da alteração dos inventários em função da variação da maré. Esta normalização é feita para cada intervalo de medição pela multiplicação da unidade de variação na profundidade da água (m) ao longo dos tempos de medição pela atividade de ^{222}Rn (atividade em água *offshore*, Bq/m^3 , durante a maré enchente e pela atividade em águas *nearshore* para a maré vazante). As correções de maré enchente são negativas (uma vez que o inventário aumenta simplesmente devido a um aumento na profundidade da água) e para maré vazante é positivo.

d. Então é feita a correção do inventário normalizado pela maré pela evasão atmosférica durante cada intervalo de medida, somando o fluxo total através da interface ar-água (ver estimativa da evasão atmosférica, item 2.1).

Após esses cálculos, o inventário de radônio na coluna d'água está corrigido pelo ^{222}Rn suportado pelo ^{226}Ra , pelas alterações no nível da água e pela perda atmosférica. Chama-se a esse inventário corrigido I^* (Bq/m^2) de “fluxo líquido de ^{222}Rn (F_{net})” que é estimado pela avaliação das alterações dos inventários corrigidos (Bq/m^2) ao longo de cada intervalo (Δt , geralmente 1 a 2 horas), i.e.,

$$F_{\text{net}} (\text{Bq/m}^2 \text{ s}) = \Delta I^* (\text{Bq/m}^2) / \Delta t (\text{s}) \quad (8)$$

Esses fluxos representam os fluxos observados de ^{222}Rn na coluna d'água, com todas as correções necessárias, exceto perda de mistura com águas de menor atividade. Esses fluxos líquidos são os valores mínimos e, como a estimativa é baseada na atividade que sobrou no sistema (o que se pode medir), as altas taxas de mistura devem ser compensadas por altos fluxos.

e. Estima-se os mínimos valores de perda por mistura através da inspeção dos fluxos líquidos ao longo do tempo. Os valores dos fluxos mais negativos, que estão invariavelmente presentes, correspondem às perdas por mistura. Desde que essas perdas possam ser compensadas por fluxos bentônicos de radônio, a estimativa deve ser conservativa. As perdas por misturas estimadas são adicionadas ao fluxo líquido com a finalidade de obter o fluxo “total” de Rn, i.e.,

$$F_{\text{total}} (\text{Bq/m}^2 \text{ s}) = F_{\text{net}} + F_{\text{mix}} (\text{Bq/m}^2 \text{ s}) \quad (9)$$

Nessa estimativa a difusão não é considerada porque o termo advectivo em todo sistema costeiro já investigado pelos autores que propõem essa metodologia é dominante (fatores em torno de 20 a 100 vezes maior do que a difusão estimada). Se o local onde se pretende aplicar o estudo apresentar a difusão como processo dominante, deve-se aplicar a metodologia descrita no item YY.

f. Para converter o fluxo de radônio estimado em fluxo de água, é necessário medir a atividade de ^{222}Rn no fluido advectado. Se a área é caracterizada pelo *input* de água subterrânea doce (de fontes submarinas doces, por exemplo) uma medida da atividade de radônio na água subterrânea, através da coleta em poços costeiros é suficiente. Mas, pelo fato de poder existir o bombeamento da maré, possibilidade de composição sedimentar não homogênea e a possibilidade de influência de diferentes fontes (múltiplos aquíferos) na região estudada, pode haver variações significativas das concentrações de radônio.

g. Finalmente, converte-se o fluxo de água (ω , m/s) dividindo a estimativa total do fluxo de radônio ($\text{Bq/m}^2 \text{ s}$) pela concentração do excesso de ^{222}Rn na água subterrânea ($\text{Ex}^{222}\text{Rn}_{\text{pw}}$, Bq/m^3), i.e.,

$$\omega (\text{m/s}) = F_{\text{total}} / \text{Exc}^{222}\text{Rn}_{\text{pw}} \quad (10)$$

2.4 Perda Horizontal - Modelo conceitual em ambiente advectivo –difusivo

Uma segunda ferramenta para estimar a perda horizontal pode ser adaptada de um método bem estabelecido, no qual os coeficientes de advecção horizontal e de mistura são calculados através da medida da distribuição de traçadores radioativos, usando a equação de advecção-difusão no estado estacionário (Craig, 1969; Glover et al., 2005):

$$K_h \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} - \omega \frac{\partial C}{\partial x} - \lambda C + P = 0 \quad (11)$$

Onde C é a atividade do traçador (no caso, ^{222}Rn , em dpm/m^3), K_h é o coeficiente de difusão turbulenta (m^2/d); ω a advecção horizontal (m/d), λ é a constante de decaimento do ^{222}Rn e P é o termo relativo a produção de ^{222}Rn pelo decaimento do ^{226}Ra .

Uma equação similar, sem os termos relativos ao decaimento e à produção, podem ser escritos para um traçador conservativo (geralmente a condutividade), resultando em duas incógnitas e duas equações.

A solução da equação A para traçadores conservativos e não radioativos é dada por:

$$C = C_o + (C_m - C_o) \frac{e^{z/z^*} - 1}{e^{z_m/z^*} - 1} \quad (12)$$

Onde, C_o é condutividade no ponto $x=0$; C_m é a condutividade no ponto $x=m$, limite mais externo do transecto; $Z^* = Kh/\omega$; Z = a distância do transecto no ponto onde se calcula; Z_m = é a distância do limite externo do transecto.

Usando os dados do transecto (^{222}Rn real) e variando o valor de Z^* na equação acima, pode-se plotar as diferentes curvas obtidas com os dados de distância, obtendo-se um “gráfico banana” (Fig. 2). A partir deste gráfico, obtêm o valor de Z^* que mais se aproxima da curva real (no exemplo apresentado, $Z^*=81$).

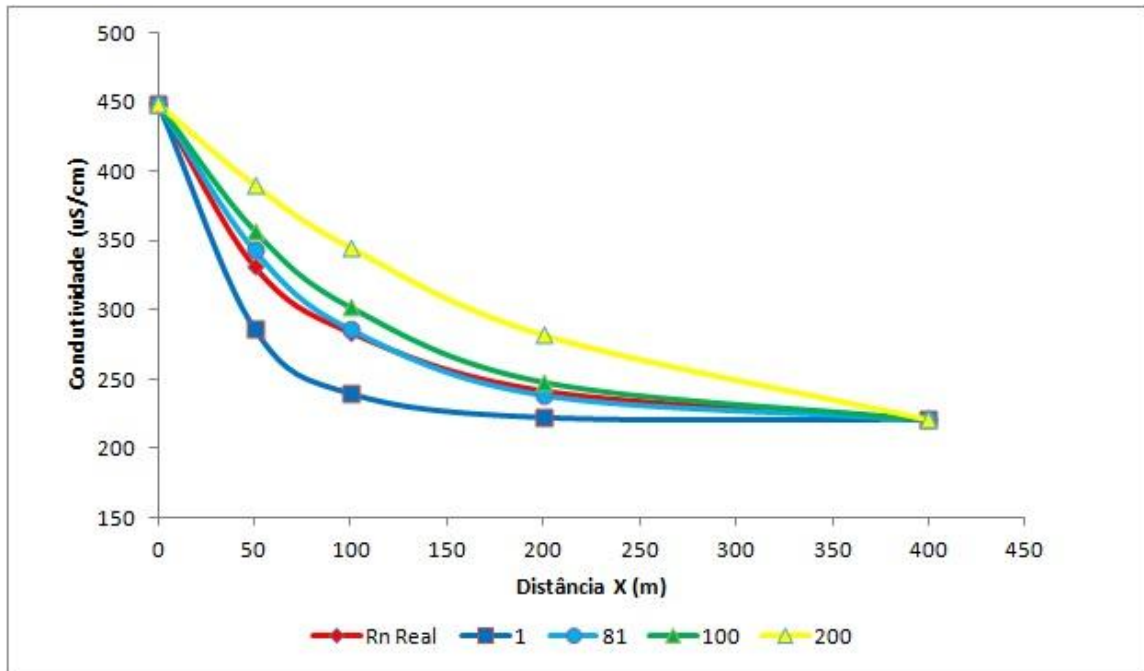


Figura 2. “Curva banana” de condutividade, obtida com os diferentes valores de K^* , ao longo da distância da fonte.

Para um traçador conservativo e radioativo, a solução da equação A é dada por:

$$C = \frac{J}{\lambda} + \frac{\left(C_m - \frac{J}{\lambda} \right) e^{-\frac{z_m - z}{2z^*}} \sinh\left(\frac{Az}{2z^*}\right) + \left(C_o - \frac{J}{\lambda} \right) e^{\frac{z}{2z^*}} \sinh\left[\frac{A(z_m - z)}{2z^*}\right]}{\sinh\left(\frac{Az_m}{2z^*}\right)} \quad (13)$$

Sendo,

$$A = \sqrt{1 + \frac{4\lambda z^*}{w}} \quad (14)$$

$$\sinh(x) \equiv \frac{e^x - e^{-x}}{2} \quad (15)$$

Os termos em que aparece J podem ser desprezados, já que se referem à produção *in situ* e, no caso de traçador conservativo, $J \sim 0$ (desprezável). Essa equação pode ser aplicada com os dados do transecto de ^{222}Rn , fixando-se $Z^*=81$ e agora variando os valores de W , obtendo novo “gráfico banana” (Fig. 2)

Obtém-se assim o valor mais adequado de ω , que nesse caso é igual a 4,5. Sabendo que $Z^* = Kh/\omega$, pode-se inferir o valor de Kh .

Estimado o valor de Kh , pode-se então proceder como a estimativa de SGD utilizando o rádio como traçador (Dulaiova e Burnett, 2006). Ou seja, a fim de se linearizar a curva real, faz-se uma nova curva com os logaritmos neperianos dos valores reais e a distância da margem. A inclinação dessa curva (*Slope*) dever ser multiplicada por Kh , obtendo-se o fluxo advectivo horizontal (J_{hor} ; $\text{dpm}/\text{m}^2\text{d}$).

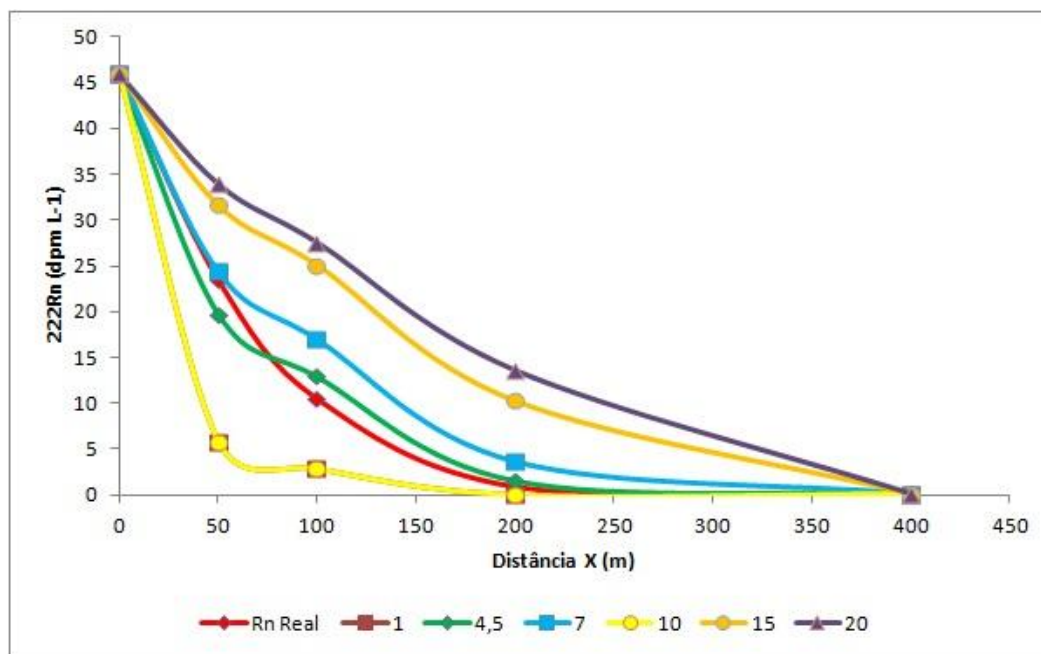


Figura 3. “Curva banana” de ^{222}Rn , obtida com os diferentes valores de K^* , ao longo da distância da fonte.

Voltando ao balanço de massas, pode-se encontrar o fluxo bentônico, que corresponde à soma da difusão do sedimento com a advecção:

$$J_{\text{bem}} = \lambda_{222}I_{226} - \lambda_{222}I_{222} - J_{\text{atm}} - J_{\text{hor}} \quad (16)$$

$$J_{\text{bem}} = J_{\text{dif}} + J_{\text{adv}} \quad (17)$$

Sabendo-se o fluxo correspondente à difusão de ^{222}Rn do sedimento, obtém-se o fluxo de ^{222}Rn proveniente exclusivamente do processo de advecção e, sabendo-se a atividade de ^{222}Rn na água advectada ($\text{Exc}^{222}\text{Rn}_{\text{pw}}$), chega-se ao taxa de advecção (ω , m/d):

$$\omega \text{ (m/d)} = J_{\text{dif}} / \text{Exc}^{222}\text{Rn}_{\text{pw}} \quad (17)$$

A qual multiplicada pela profundidade média da coluna d’água e a extensão do corpo aquático, se obtém o volume de água advectado.

A partir dessa estimativa é possível a quantificação da magnitude do processo de descarga de água subterrânea na área enfocada e, conhecendo-se o conteúdo dos diferentes elementos dissolvidos nessa água, pode-se chegar à estimativa da quantidade de elementos aportados através deste processo.

Estes estudos tornam-se particularmente importantes nos casos em que (i) o processo de advecção de água subterrânea representa um processo significativo de *input* de nutrientes para o corpo d’água superficial, mantendo a produtividade e sustento da cadeia trófica local e/ou (ii) o processo de advecção de água subterrânea oriunda aquíferos contaminados pode carrear substâncias de origem antrópica a ambientes lênticos e lóticos, mesmo estando estes afastados da presença humana. Nesse contexto, a reprodução de estudos dessa natureza em diversas áreas se faz necessário, a fim de melhor elucidar a interação entre sistemas superficiais e subterrâneos e, conseqüentemente, adequar o manejo e uso destes importantes recursos.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Burnett, W., Cable, J.E., Corbett, D., 2003. Radon tracing of submarine groundwater discharge in coastal environments. In: Taniguchi, M., Wang, K., Gamo, T. (Eds.), *Land and Marine Hydrogeology*. Elsevier, Amsterdam, pp. 25–43.

Burnett, W., Kim, G., Lane-Smith, D., 2001. A continuous monitor for assessment of ^{222}Rn in the coastal ocean. *Journal of Radioanalytical and Nuclear Chemistry* 249 (1), 167–172.

Burnett, W.C. et al, 2006. Quantifying submarine groundwater discharge in the coastal zone via multiple methods. *Science of the Total Environment* 367 (2-3), 498–543.

Burnett, W.C., Dulaiova, H., 2003. Estimating the dynamics of groundwater input into the coastal zone via continuous radon-222 measurements. *Journal of Environmental Radioactivity* 69(1–2), 21–35.

- Burnett, W.C., Peterson, R., Moore, W.S., Oliveira, J., 2008. Radon and radium isotopes as tracers of submarine groundwater discharge – results from the Ubatuba, Brazil SGD assessment intercomparison. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 76, 501–511.
- Cable, J.E., Bugna, G.C., Burnett, W., Chanton, J.P., 1996. Application of ^{222}Rn and CH_4 for assessment of groundwater discharge to the coastal ocean. *Limnology and Oceanography* 41(6), 1347–1353.
- Chanton, J.P., Burnett, W., Dulaiova, H., Corbett, D., Taniguchi, M., 2003. Seepage rate variability in Florida Bay driven by Atlantic tidal height. *Biogeochemistry* 66, 187–202.
- Charette, M.A., Allen, M.C., 2006. Precision groundwater sampling in coastal aquifers using a direct push shielded-screen well-point system. *Groundwater Monitoring & Remediation* 26 (2), 87–93.
- Cook, P.G., Favreau, G., Dighton, J.C., Tickell, S., 2003. Determining natural groundwater influx to a tropical river using radon, chlorofluorocarbons and ionic environmental tracers. *Journal of Hydrology* 277 (1–2), 74–88.
- Corbett, D.R., Dillon, K., Burnett, W.C., Chanton, J.P., 2000. Estimating the groundwater contribution into Florida Bay via natural tracers ^{222}Rn and CH_4 . *Limnology and Oceanography* 45, 1546–1557.
- Costa, J.A.V., Colla, L.M., Filho, P.D., Kabke, K., Weber, A., 2002. Modelling of *Spirulina platensis* growth in fresh water using response surface methodology. *World Journal of Microbiology and Biotechnology* 18 (7), 603–607.
- Dulaiova, H., Burnett, W.C., 2006. Radon loss across the water-air interface (Gulf of Thailand) estimated experimentally from ^{222}Rn - ^{224}Ra . *Geophysical Research Letters* 33, L05606. doi:10.1029/2005GL025023.
- Dulaiova, H., Peterson, R., Burnett, W., Lane-Smith, D., 2005. A multi-detector continuous monitor for assessment of ^{222}Rn in the coastal ocean. *Journal of Radioanalytical and Nuclear Chemistry* 263 (2), 361–365.
- Glover, D.M., Jenkins, W.J., Doney, S.C., 2005. Open ocean 1-D advection–diffusion models. In: Glover, D.M., Jenkins, W.J., Doney, S.C. (Eds.), *Modeling Methods for Marine Science*. Woods Hole Oceanographic Institution, Woods Hole, MA, pp. 277–288.
- Godoy, J.M., Godoy, M.L., 2006. Natural radioactivity in Brazilian groundwater. *Journal of Environmental Radioactivity* 85 (1), 71–83.
- MacIntyre, S.R., Wanninkhof, G.B., Chanton, J.P., 1995. Trace gas exchange across the air–sea interface in freshwater and coastal marine environments. In: Matson, P.A., Harris, R.C. (Eds.), *Biogenic Trace Gases: Measuring Emissions from Soil and Water*. Blackwell Science, Malden, MA, pp. 52–97.
- McCoy, C.A., Corbett, D.R., Cable, J.E., Spruill, R.K., 2007. Hydrogeological characterization of southeast coastal plain aquifers and groundwater discharge to Onslow Bay, North Carolina (USA). *Journal of Hydrology* 339, 159–171. doi:10.1016/j.jhydrol.2007.03.008.
- Moore, W.S., Arnold, R., 1996. Measurement of ^{223}Ra and ^{224}Ra in coastal waters using a delayed coincidence counter. *Journal of Geophysical Research* 101 (C1), 1321–1329.
- Mullinger, N.J., Binley, A.M., Pates, J.M., Crook, N.P., 2007. Radon in Chalk streams: Spatial and temporal variation of groundwater sources in the Pang and Lambourn catchments, UK. *Journal of Hydrology* 339 (3–4), 172–182.
- Schwartz, M.C., 2003. Significant groundwater input to a coastal plain estuary: assessment from excess radon. *Estuarine, Coastal and Shelf Science* 56 (1), 31–42.
- Smith, A.J., 2004. Mixed convection and density-dependent seawater circulation in coastal aquifers. *Water Resources Research* 40 (W08309). doi:10.1029/2003WR002977.
- Swarzenski, P.W., 2007. U/Th series radionuclides as coastal groundwater tracers. *Chemical Reviews* 107 (2), 663–674.
- Swarzenski, P.W., Reich, C., Kroeger, K.D., Baskaran, M., 2007. Ra and Rn isotopes as natural tracers of submarine groundwater discharge in Tampa Bay, Florida. *Marine Chemistry* 104 (1–2), 69–84.
- Taniguchi, M., Burnett, W., Cable, J.E., Turner, J.V., 2002. Investigation of submarine groundwater discharge. *Hydrological Processes* 16, 2115–2129.
- Tuccimei, P., Salvati, R., Capelli, G., Delitala, M.C., Primavera, P., 2005. Groundwater fluxes into a submerged sinkhole area, central Italy, using radon and water chemistry. *Applied Geochemistry* 20 (10), 1831–1847.

5. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O(s) autor(es) é(são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

VARIABILIDADE NO SISTEMA PRAIA-DUNAS AO LONGO DOS BALNEÁRIOS DUNAS ALTAS E SANTA RITA LITORAL NORTE DO RIO GRANDE DO SUL (RS) COM BASE EM DADOS LASER SCANNER “LIDAR”.

Vianna¹, H., Calliari², L.J.

¹ Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: hvianna@furg.br

² Universidade Federal do Rio Grande
Programa de Pós-Graduação em Oceanografia Física, Química e Geológica
Avenida Itália, km 8, CP. 474, Rio Grande, RS, Brasil
e-mail: lcalliari@log.furg.br

ABSTRACT

Lidar data along a stretch of the northern sector of the Rio Grande do Sul coastline dominated by transgressive dune fields and maximum foredunes height defined with high and continuous resolution allongshore morphological changes resulting from the dominant northeast wind and presence of washouts. Oblique trailing ridges of transverse, barchans and parabolic dunes are the most striking features being more developed along the less urbanized sector represented by Dunas Altas beach. Due to the lower number of washouts, higher preservation of the foredunes is also found at this beach. Blowout features off all kinds are well spread along both beaches being the higher ones initiated by washouts breaking the foredunes. Slope differences between the two beaches is also evident but difficult to explain without sampling and field work. the results obtained by the lidar method, highlight its application as a tool for coastal management since previous surveys done before and during the urbanization process can indicate main pathways of transgressive dune migration as well as the number and dimensions of washouts flowing to the beach. In such way coastal hazards related to wind and washouts can be mitigated.

1. INTRODUÇÃO

A interação entre processos eólicos e hidrodinâmicos associados à granulometria do sedimento e orientação da linha de costa resultam em variabilidade morfodinâmica tanto lateral como transversal no sistema costeiro representado pela praia, dunas frontais e campo de dunas interiores. A variabilidade é caracterizada principalmente por diferenças de largura e declividade da praia associada aos estágios morfodinâmicos modais, a altura e largura das dunas frontais, a presença de sangradouros e as feições morfológicas associadas tanto às dunas frontais como ao campo de dunas interiores.

A variabilidade expressa diferenças relativas na intensidade dos processos costeiros os quais podem ser visualizados e interpretados por diferentes ferramentas provenientes das geotecnologias como: fotogrametria terrestre e aérea, sensoriamento remoto, posicionamento por satélites, topografia clássica e, mais recentemente, laser scanner-LIDAR (Light Detection and Ranging). Cada uma das citadas ferramentas apresentam suas limitações e vantagens.

O objetivo desse trabalho é visualizar e interpretar através dos dados de LIDAR a variabilidade morfodinâmica da área emersa do sistema costeiro representado por dois balneários contíguos no litoral norte do RS. Neste setor devido a associação entre a orientação da linha de costa em relação ao ventos dominantes temos as dunas frontais mais altas da costa do RS (Calliari et al. 2005; Martinho et al. 2011). Adicionalmente, a diferença na intensidade da urbanização dos balneários nos permite visualizar diferenças morfológicas associadas a esse fator quanto a continuidade das dunas frontais, a presença de sangradouros, as diferentes morfologias associada ao campo de dunas interiores e a presença de drenagem.

1.1 Características da Área

Os balneários de Dunas Altas (DA) e Santa Rita (SR) localizam-se no município de Palmares do Sul, Rio Grande do Sul, coordenadas 567825 E 6636920 N a 568597 E 6638806N, fuso 22. Ambos pertencem à praia de Quintão, com 11 km de extensão, sendo a praia mais meridional do litoral norte gaúcho. Os trechos citados estão no extremo sul dessa, sendo o farol Berta o limite sul. De acordo com os estágios morfodinâmicos descritos por Wright & Short, 1984) os balneários apresentam estágios modais intermediários a dissipativos (Calliari et al. 2006). A declividade média das praias é baixa, aproximadamente 2%, com poucos e inexpressivos cúspides praias (Martins 1967). O setor está sob progradação (Toldo Jr. et al. 2006) apresenta uma linha de costa retilinizada com orientação nordeste-sudoeste e está recoberto por extensos campos de dunas transgressivas (Tomazelli, 1992; Martinho et al. 2009) as quais progradam sobre banhados e um conjunto de lagoas costeiras. As dunas frontais são frequentemente interrompidas por sangradouros e os sedimentos da praia e dunas são constituídos de areias finas quartzosas (Martins, 1967, Pereira et al. 2010).

2. MATERIAL E MÉTODOS

O laser scanner consiste de um sensor ativo (possui a sua própria fonte de energia) produzindo luz laser em uma frequência específica para medir distância, ou seja, o sensor emite um feixe de energia (à velocidade da luz) para o alvo (árvores, construções e etc) medindo a distância e tempo de retorno até o sensor. O sistema emite um grande número de feixes, gerando uma nuvem de pontos de alta acurácia (15 cm na altimetria e 1/1000 da altura de vôo na planimetria) segundo o Manual of Photogrammetric Mapping (2002) do U.S. Army Corps of Engineers. Neste trabalho foram utilizados dados brutos, arquivos em formato ASCII com nove colunas (t,x2,y2,z2,i2,x1,y1,z1,i1), de um recobrimento lidar efetuado sobre todo o litoral norte do Rio Grande do Sul fornecidos pela Secretaria do Patrimônio da União do Rio Grande do Sul (SPU-RS). O levantamento foi efetuado em julho de 2010 com um laser scanner do modelo ALTM 2050, sendo processadas nesse trabalho as faixas de vôo 28 e 29. A precisão do levantamento é de 50 cm na planimétrica e 15 cm na altimétrica. Na figura 1 é possível visualizar a nuvem de pontos gerada pelo laser scanner.

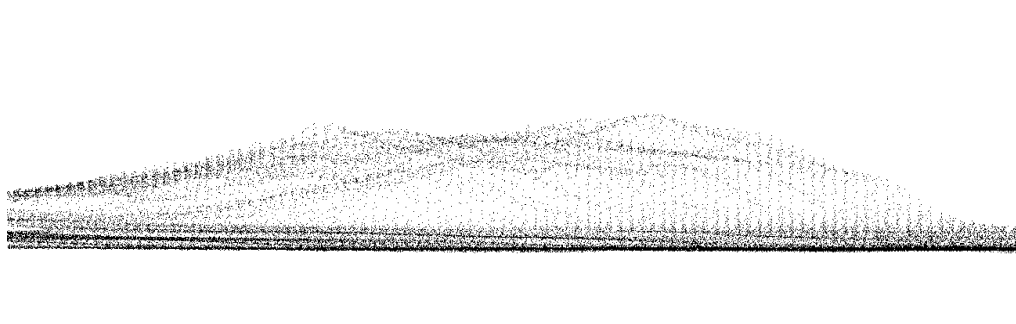


Figura 1. Nuvem de pontos gerada pelo sistema LIDAR, o exemplo acima corresponde ao balneário DA. Nota-se na figura o formato do cordão de dunas frontais.

Os arquivos brutos em formato ASCII, nuvem de pontos em projeção UTM referenciadas em SIRGAS 2000, foram processados no aplicativo ALDPAT versão 1.0 desenvolvido pelo Internacional Hurricane Research Center da Florida International University. A partir dos dados processados por esse aplicativo, gerou-se um modelo digital de superfície (MDS) com o Golden Surfer, aplicativo utilizado para gerar uma malha regular de pontos através de interpolação. O MDS gerado foi convertido do formato .grd para .ers com o objetivo de facilitar a visualização e manipulação dos arquivos.

As características morfométricas representadas pela linha de costa e base da duna foram obtidas da seguinte maneira: Linha de costa determinada no limite inferior da praia correspondente a linha das marés de sizígia

(DHN,1992) na ausência de influência meteorológica. A determinação se deu sobre o MDS, gerando-se curvas de nível equidistantes 15 cm, dentro da precisão altimétrica proposta pelo LIDAR, sobrepostas às classes altitude (cores atribuídas para cada intervalo de 15 cm), com o objetivo de se aumentar a sensibilidade do operador às mudanças de altitudes e, conseqüentemente, à declividade do perfil. Com a geração da mesma, foi possível visualizar a linha de costa, primeira linha continua que dá início a um aumento na declividade até a base das dunas; Base das dunas: Identificada visualmente através da sobreposição das curvas de nível sobre o MDS. A base da duna é a primeira linha que dá início a um aumento brusco na declividade do perfil.

Os perfis de praia foram efetuados diretamente sobre o MDS, levantados perpendicularmente a partir da linha de costa até a crista da duna. O espaçamento entre os mesmos foi de 250 m. A altura das dunas foi determinada levantando-se pontos na crista das mesmas diretamente no MDS. Os pontos foram coletados em todas as dunas na maior e menor altitude da crista. Quanto aos sangradouros, levantou-se o número dos que desaguavam na face da praia e média de ocorrência por km.

Após a coleta das citadas informações, as mesmas passaram por um processo de transformação de altitudes. A transformação foi efetuada com o objetivo de se converter as altitudes geométricas em ortométricas (referenciadas ao marégrafo de Imbituba) e, para isso, foi utilizado o modelo geoidal gerado pelo Laboratório de Tecnologia de Geoinformação da Universidade Federal do Rio Grande (FURG) para todo o litoral norte do RS (faixa de Palmares do Sul a Torres). As altitudes foram convertidas pela Eq. (1).

$$H=h-N \quad (1)$$

Onde: H é a altitude ortométrica; h é a altitude geométrica; N é a ondulação geoidal;

3. RESULTADOS

Os mapas hipsométricos gerados para os balneários DA e SR podem ser visualizados respectivamente nas Fig. 2 e 4. Sobrepostos aos mesmos estão a linha de costa, base das dunas e perfis levantados. A orientação da linha de costa e base da duna em relação ao norte de quadrícula (NQ) e geodésico (NG) foi computada para ambos os balneários, assim como a altitude ortométrica. Os resultados para ambos os balneários podem ser visualizados na Tab.1.

Tabela 1. Altitude ortométrica e orientação da linha de costa e base da duna para os balneários DA e SR.

Dunas Altas						Santa Rita					
Linha de Costa			Base da Duna			Linha de Costa			Base da Duna		
NQ	NG	Alt(m)	NQ	NG	Alt(m)	NQ	NG	Alt(m)	NQ	NG	Alt(m)
17°16'24"	16°54'50"	-0,57	17°52'22"	17°30'49"	1,53	16°18'39"	15°56'54"	-0,4	15°15'8"	14°53'24"	1,25

Treze perfis de praia foram levantados, sendo nove em DA e quatro em SR. A declividade dos perfis e largura da faixa de praia, medida com origem na linha de costa à base da duna, pode ser visualizada na Tab. 2 e 3. Nas Figuras 3 e 5 é possível visualizar os perfis plotados para ambos os balneários.

Tabela 2. largura de praia e declividade dos perfis para DA.

Dunas Altas					
Perfis	Largura (m)	Declividade	Perfis	Largura (m)	Declividade
Perfil 1	58	2°4'24" ou 3,62%	Perfil 6	48,61	2°28'25" ou 4,32%
Perfil 2	123,6	58'26" ou 1,70%	Perfil 7	63,7	1°53'24" ou 3,30%
Perfil 3	68,6	1°45'10" ou 3,06%	Perfil 8	179,7	40'13" ou 1,17%
Perfil 4	47,33	2°32'32" ou 4,44%	Perfil 9	50,8	2°21'54" ou 4,13%
Perfil 5	48,26	2°29'27" ou 4,35%			

Tabela 3. largura de praia e declividade dos perfis para SR.

Santa Rita					
Perfis	Largura (m)	Declividade	Perfis	Largura (m)	Declividade
Perfil 1	41,44	2°16'48" ou 3,98%	Perfil 3	76,79	1°13'51" ou 2,15%
Perfil 2	79,14	1°11'40" ou 2,08%	Perfil 4	47,95	1°58'15" ou 3,44%

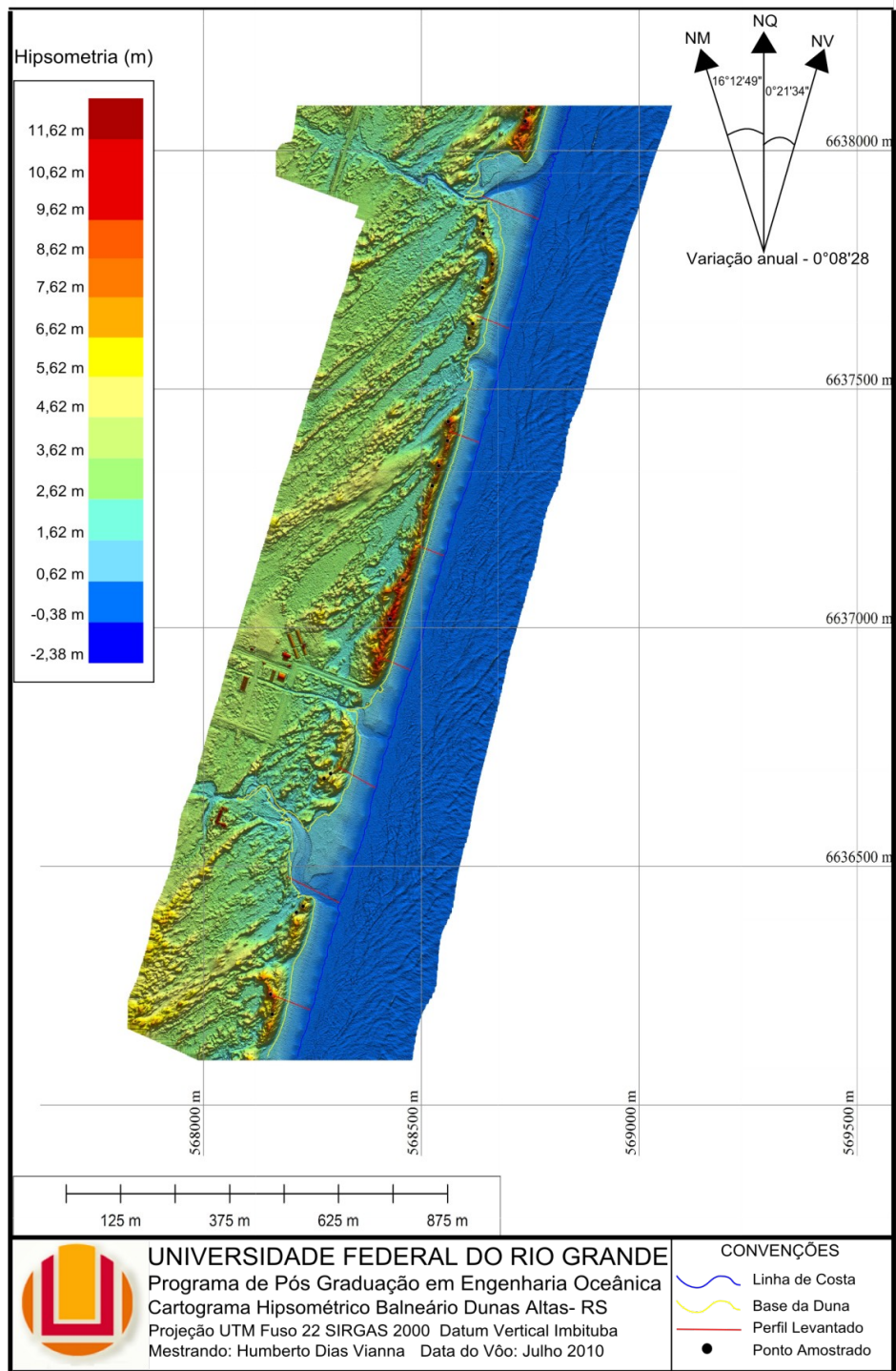


Figura 2. Mapa hipsométrico do Balneário Dunas Altas-RS.

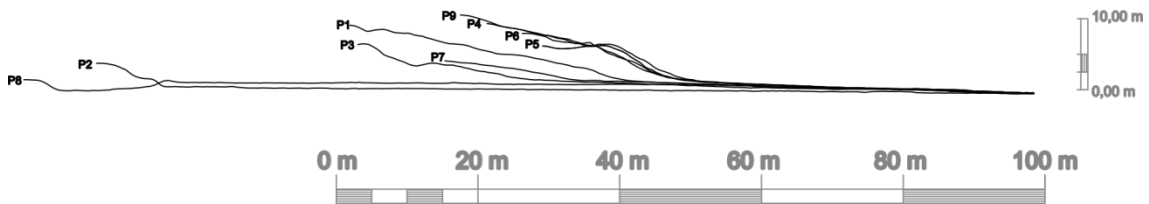


Figura 3. Perfis levantados no balneário DA.

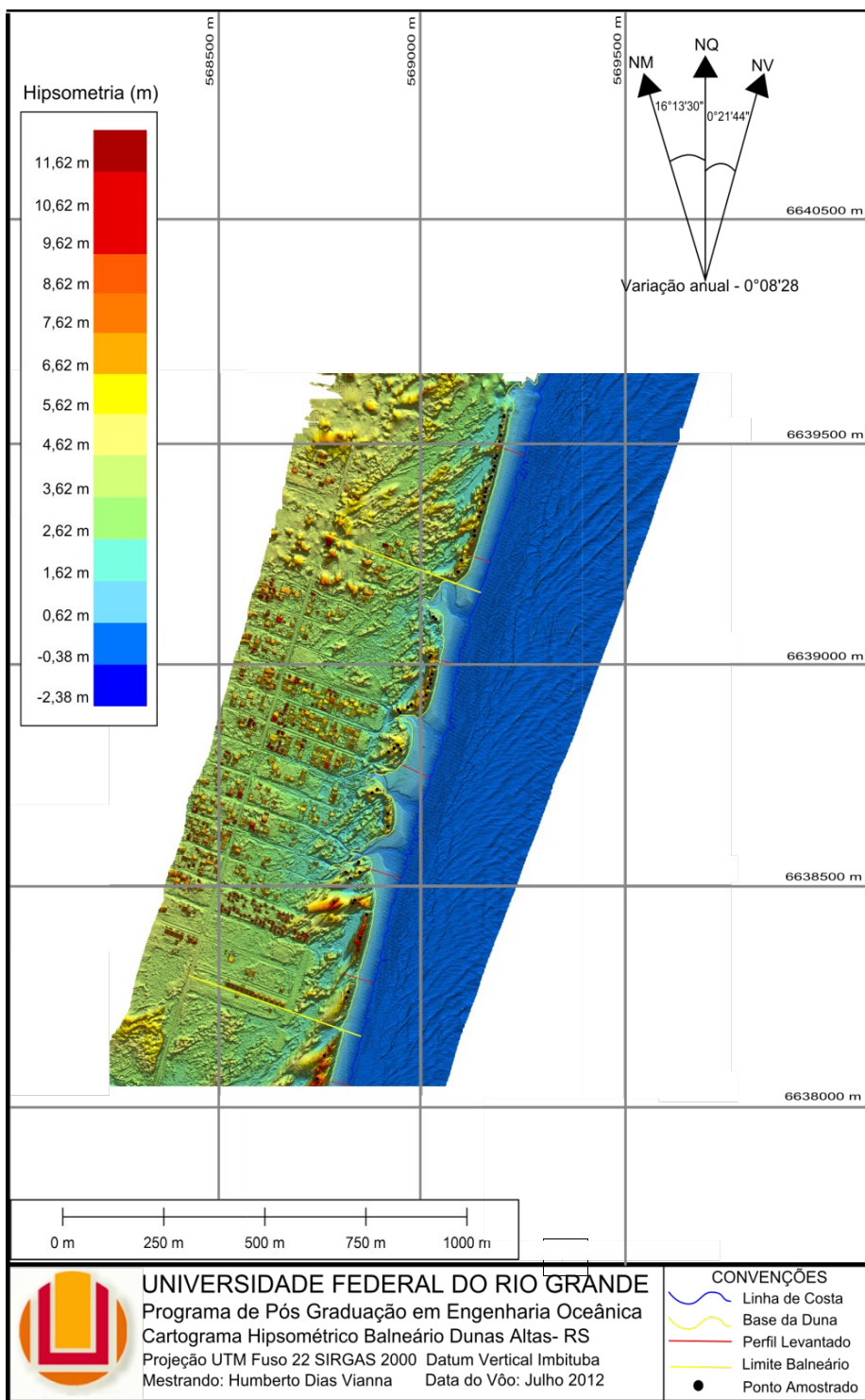


Figura 4. Mapa hipsométrico para o Balneário Santa Rita-RS.

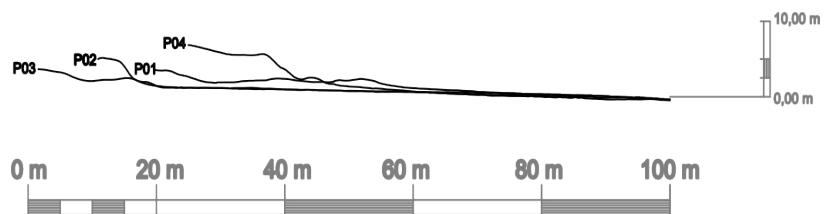


Figura 5. Perfís levantados no balneário SR.

4. DISCUSSÕES E CONCLUSÕES

É notável nos mapas hipsométricos das Fig. 2 e 4 o potencial do método que através da topografia e morfologia detalhadas e contínuas indicam de forma indireta a predominância de processos eólicos, representado pelo vento Nordeste (NE) na morfologia do campo de dunas interiores. Rastros lineares residuais “*trailing ridges*”, (Hesp e Martinez, 2008) com gradientes topográficos decrescentes e oblíquos em relação à orientação da linha de costa (especialmente na Fig. 2) são feições marcantes. Essa morfologia é devido à presença de vegetação que ancora as bordas de dunas transgressivas transversais, parabólicas e barcanóides e se estende por centenas de metros, alcançando escalas quilométricas que ultrapassam a área de levantamento. Na Figura 4 esta morfologia é menos desenvolvida pelo processo de urbanização mais intenso em SR comparativamente ao de DA ainda incipiente. Detalhes dos rastros lineares são mostrados na Figura 6.

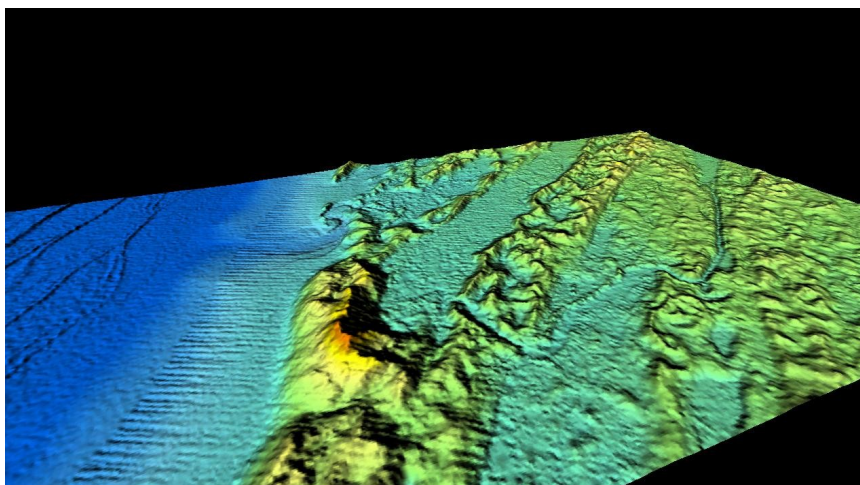


Figura 6. Detalhe dos rastros lineares residuais deixado pelas dunas transgressivas, do cordão alto de dunas frontais e de um sangradouro migrando entre o campo de dunas. A imagem representa a parte norte do balneário DA imediatamente ao sul do sangradouro.

Outra característica marcante é a continuidade de grandes dunas frontais com morfologia mais retilinizada no setor norte de Dunas Altas a qual contrasta com o setor sul deste mesmo balneário como também com a maior parte do setor urbanizado do balneário Santa Rita (Fig. 4) onde os sangradouros rompem o cordão contínuo transformando-o em segmentos mais curtos sob a forma de massas isoladas em forma de U, com extremidades voltadas para o continente devido à intensa ação do vento NE, verificando-se o papel dos sangradouros na desestabilização das dunas frontais através da erosão.

A cerca de 500 m da extremidade sul de DA o sangradouro propiciou a formação de um *blowout* (ruptura de deflação) com 102 m de comprimento (Fig. 7).

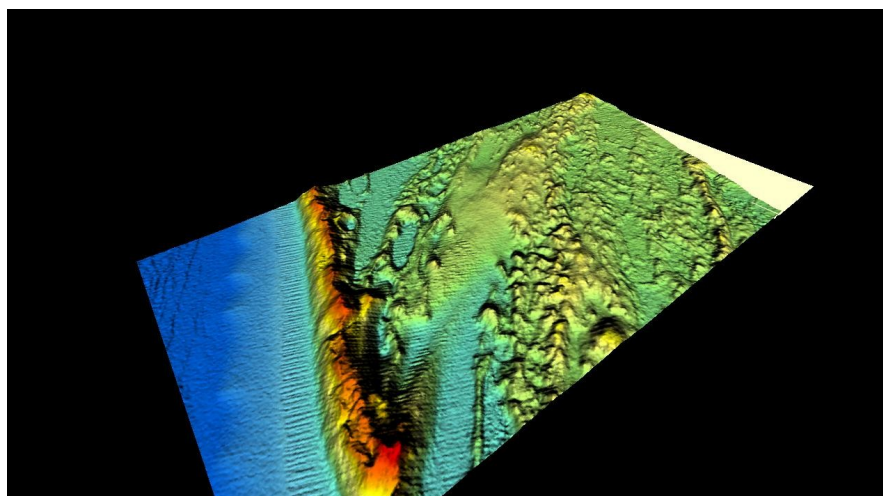


Figura 7. Ruptura de deflação (blow out) causada pela presença de um grande sangradouro localizado ao sul de DA.

Segundo Hesp (2000) rupturas de deflação são feições mistas (erosivo-depositacionais), formadas pela erosão do vento em dunas pré-existentes. A areia erodida pelo vento da bacia de deflação e das paredes adjacentes é depositada imediatamente a sotavento na forma de lobo deposicional.

Como evidenciado nas Fig. 2 e 4 a altura das dunas frontais atinge valores máximos da ordem de 12 m. A altitude média em DA é de 7,66 m (desvio padrão de 1,49), e em SR é de 6,76 m (desvio padrão de 1,14). A metodologia consideravelmente mais precisa do LIDAR corrobora os resultados obtidos por Calliari et al. (2005). Deve-se ressaltar que a metodologia usada no trabalho citado consistiu na medição de largura da praia e altura das dunas a intervalos de 10 Km. O levantamento LIDAR evidencia a presença muitos outros tipos de rupturas de deflação tipo calha no cordão de dunas frontais, e tipo *bowl* (bacia/mais profundo) ou tipo *sauce* (pires/mais raso) no campo de dunas transgressivas (Fig. 8). Segundo Hesp (2000) o tipo calha é mais alongado com paredes íngremes e profundo podendo cortar toda a duna ao passo que os tipo bacia desenvolvem-se em terrenos de dunas relativamente planos com declive baixo, ou na crista das dunas.

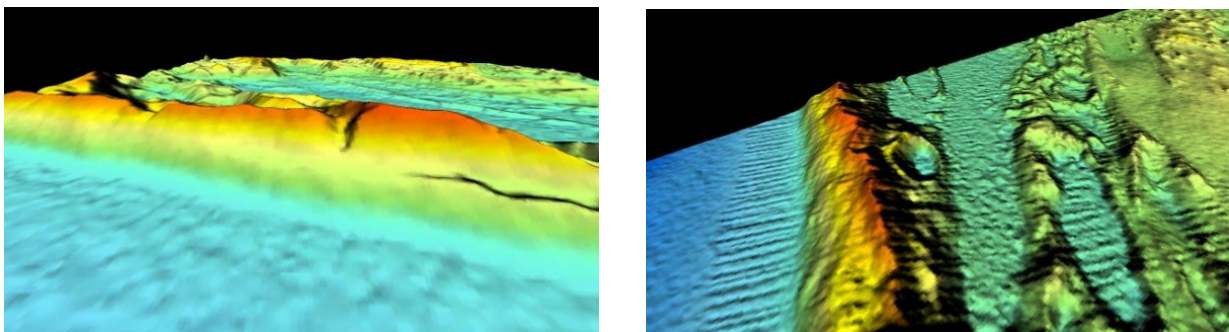


Figura 8. Blow outs (rupturas de deflação) tipo fenda no balneário SR (esquerda) e tipo bacia no balneário DA (direita).

Nas dunas de ambos balneários estas feições nos indicam que o sistema de dunas frontais pode ser classificado como os tipos 3 ou 4 na classificação morfodinâmica de Hesp (2002).

A análise da Tab. 2 indica que a largura média da faixa de praia no balneário DA é de 76,51 m, porém a mesma cai para 55,04 quando se desconsidera os perfis 2 e 8, medidos sobre sangradouros. No balneário SR a média cai para 61,33 m. A declividade média do faixa de praia do balneário DA é de $1,91^\circ$ ou 3,34%, média calculada contabilizando-se todos os perfis, e $2,22^\circ$ ou 3,88% excluindo-se do cálculo os perfis 2 e 8. O balneário SR apresenta perfis de menor declividade, $1,67^\circ$ ou 2,91%, sinalizando o mesmo como um setor mais dissipativo (Fig. 3 e 5). Estes resultados podem indicar variação granulométrica com sedimentos levemente mais grossos para o balneário Dunas Altas, entretanto esses dados precisam ser checados através de amostragem de campo e processamento de laboratório. A análise conjunta das tabelas 1,2 e 3 indicam que largura da praia não seria um fator determinante para explicar a pequena variação na altura das dunas entre os dois balneários contíguos. Entretanto levando-se em consideração a maior efetividade do vento na transferência de sedimentos da praia para as dunas, a menor declividade associada ao balneário DA favoreceria a maior altura das dunas uma vez que em praias menos inclinadas (mais dissipativas) essa relação é verdadeira (Short e Hesp,1982) desde que mantida a mesma orientação da costa em relação ao vento predominante. O mesmo raciocínio se aplica a granulometria. Estirâncios com sedimentos mais finos fornecem mais sedimentos para as dunas frontais.

A média de sangradouros para o balneário Dunas Altas é de 2,65 sangradouros/km. Seis foram contabilizados nesse balneário, sendo quatro de ocorrência natural e os dois restantes formados artificialmente para a drenagem de águas pluviais em áreas edificadas. Em Santa Rita a média de sangradouros sobe para 3,10 sangradouros/km (Fig. 9). Isso pode ser atribuído ao fato de tal balneário apresentar um número maior de áreas urbanizadas. Em um trecho de 1058 m apenas um sangradouros é de ocorrência natural, sendo os demais formado pela drenagem de vias urbanas perpendiculares à linha de costa. Para o trecho de costa estudado, uma média de 3,01 sangradouros/km foram contabilizados, uma média que corrobora os valores encontrados por Figueiredo e Calliari (2005).

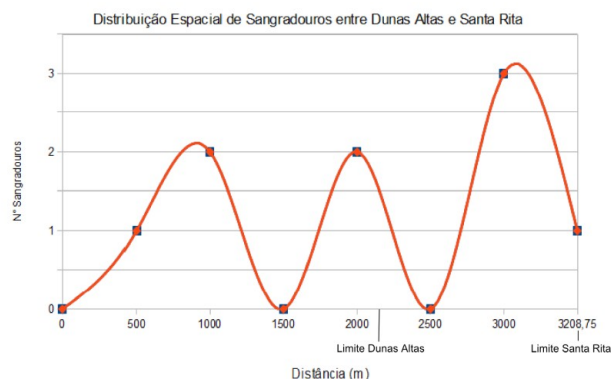


Figura 9. Concentração de sangradouros no trecho de praia estudado por km.

Os resultados e discussão mostram que os levantamentos LIDAR em dois balneários do litoral norte do RS definem de forma detalhada e contínua a variabilidade morfológica lateral existente ao longo dos mesmos. O grau de detalhe e recobrimento do método permite identificar de forma inédita para esse setor do litoral os principais processos dinâmicos responsáveis pelos padrões morfológicos encontrados. Relações morfodinâmicas entre a altura das dunas e as características morfométricas da praia como largura, granulometria dos sedimentos e declividade, com exceção desta última, são incipientes justamente pelo fato do estudo ter se concentrado num trecho curto. A facilidade de obtenção de infinitos perfis perpendiculares à praia permite uma rápida e precisa visualização da variabilidade dos sistemas praias exemplificado aqui por dois balneários contíguos com diferentes grau de urbanização. Métodos estatísticos aplicados ao grande banco de dados que pode ser gerado por esse método apresentam um imenso potencial para explicar os principais fatores que regem a variabilidade morfológica costeira. O método apresenta grande aplicação no manejo costeiro uma vez que levantamentos prévios ao estabelecimento de balneários podem indicar direções preferenciais de migração de dunas e número e amplitude dos sangradouros que deságuam na praia. Assim riscos costeiros relacionados a ação do vento e da água (sangradouros) podem ser mitigados.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Calliari, L.J.;Pereira, P.S., De Oliveira, A. O. & Figueiredo, S.A. 2005. Variabilidade das dunas frontais no litoral Norte e Médio do Rio Grande do Sul, Brasil. *Gravel* (3) 15-30.
- Calliari, L.J.;Toldo Jr. E. Nicolodi, J. 2006. Classificação Geomorfológica. In *Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro*./Dieter Muehe, organizador-Brasília MMA,2006 . p.437-445.
- Diretoria de Hidrografia e Navegação Especificações de cartas da OHI: seção 300 – Topografia. Rio de Janeiro: Organização Hidrográfica Internacional, 1992.
- Figueiredo, S.A.;Calliari, L.J. 2005. Sangradouros:distribuição espacial,variação sazonal, padrões morfológicos e implicações no gerenciamento costeiro. *Gravel* (3) 47-57.
- Hesp, P.A. 2002. Foredunes and blowouts: initiation, geomorphology and dynamics. *Geomorphology* 48 (245-268).
- Hesp, P.A.; Martinez, Marisa. M.L. 2008. Transverse dune trailing ridges and vegetation succession. *Geomorphology* 99 205-213.
- U.S. Army Corps of Engineers. Airborne LIDAR Topographic Surveying. In: *Engineering and Design PHOTOGRAMMETRIC MAPPING*. EM 1110-1-1000. Washington, DC: CECW-EE; 2002. 11:1-11:5.
- Martinho, C.T.; Hesp, P.A.;Dillenburg, S.R. 2009. Morphological and temporal variations of transgressive dunefields of the northern and mid-littoral Rio Grande do Sul coast, Southern Brazil. *Geomorphology* (2009) doi:1016/j.geomorph 2009.11.002.
- Martins, L.R. 1967. Aspectos deposicionais e textura dos sedimentos praias e eólicos da Planície Costeira do Rio Grande do Sul. Publicação especial da Escola de Geologia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.13.102 p.
- Pereira,P.S.; Calliari, L.J.;Barletta,R.C. 2010. Heterogeneity and homogeneity of Southern Brazillian beaches: A morphodynamic and statistical approach. *Continental Shelf Research* 30 (270-280).
- Short, A.D. and Hesp, P.A.,1982. Wave,beach and dune interaction in S.E. Australia. *Marine Geology*,48,259-284.
- Toldo Jr. E.E. ;Erosão e acresção da zona costeira. In: *Erosão e progradação no litoral brasileiro*/Dieter Muehe, organizador. Brasília: MMA,2006.468-475.
- Tomazelli , L.J. 1994. Morfologia, organização e evolução do campo eólico costeiro do litoral norte do Rio Grande do Sul, Brasil. *Pesquisas* 21 (1),64-71



V SEMINÁRIO E WORKSHOP EM ENGENHARIA OCEÂNICA

Rio Grande, 07 a 09 de Novembro de 2012

NOVAS TÉCNICAS DE APRESENTAÇÃO DE DADOS METEOCEANOGRÁFICO

Carlos E. Parente¹ e Izabel C. Nogueira²

¹ Universidade Federal do Rio de Janeiro
Programa de Engenharia Oceânica – COPPE/UFRJ
Av. Horacio Macedo 2030, Cidade Universitária, RJ, Brasil
e-mail: parente@peno.coppe.ufrj.br

² Universidade Federal do Rio de Janeiro
Programa de Engenharia Oceânica – COPPE/UFRJ
Av. Horacio Macedo 2030, Cidade Universitária, RJ, Brasil
e-mail: izabelchristina@peno.coppe.ufrj.br

RESUMO

O presente trabalho apresenta uma técnica para plotar a evolução de parâmetros meteoceanográficos em relação ao tempo, à distância ou à outra variável independente, técnica denominada PLEDS (Plotting Evolution of the Directional Spectrum). Essa técnica permite um entendimento mais claro do processo em análise, sendo aplicável a estudos de ondas, ventos, correntes, marés e acústica submarina.

Palavras-chave: *Técnicas de Plotagem; Dados meteoceanográficos;*

1. INTRODUÇÃO

A técnica aqui apresentada pode ser utilizada em diversos campos do estudo de dados meteoceanográficos. Abaixo serão descritos alguns desses casos:

Ondas - A DAAT (*Data Analysis with Adaptive Technique*) é uma técnica *wavelet* de processamento de dados direcionais de ondas, desenvolvida por Parente (1999).

Normalmente, em todas as técnicas espectrais, como periodograma e outras de maior resolução, os parâmetros são calculados a partir de médias obtidas de segmentos fixos do registro. No caso de ondas, em um registro de 1024 amostras (pontos), é prática comum obter-se médias de 16 segmentos de 64 pontos, o que corresponde a uma análise com 32 graus de liberdade. Essa técnica de alisamento admite o processo como estacionário e tem como objetivo ressaltar suas componentes invariantes e cancelar ou diminuir as características variantes (ruído), melhorando a confiança estatística do estimador.

No caso de ondas de gravidade, além das características variantes, pode haver também outros tipos de ruído produzidos por resposta incorreta do sistema de medição, influências do sistema de fundeio ou interferência da estrutura. Além disso, a mistura de mares de direções diferentes produz interações não-lineares e, conseqüentemente, não estacionaridades no processo.

As médias tendem a mascarar a ocorrência de um evento isolado (evento aqui significa a dominância de um grupo de ondas de uma determinada faixa de frequências/períodos se propagando em um setor de direção). Contudo,

todos os esquemas, incluindo os de maior resolução, paramétricos ou adaptativos, usam essa técnica de média de segmentos fixos, com ou sem superposição de segmentos. A DAAT usa também um esquema de alisamento por médias, porém, selecionando os segmentos que vão compor essa média. Frequentemente a análise é feita em 4, 5 ou 6 bandas, as quais são representativas do clima de ondas local. Vale ressaltar que o número de bandas de frequência (períodos) é adaptativo.

Uma explicação detalhada da aplicação dessa técnica *wavelet* para ondas pode ser encontrada em Parente (1999). Um breve resumo dessa técnica será apresentado a seguir:

- 1) Normalmente são utilizadas três séries independentes – *heave*, *pitch* e *roll*; *heave* e 2 deslocamentos ou pressão e 2 velocidades. Para cada banda uma *wavelet* (com uma janela aplicada) é gerada e convolvida com cada série.
- 2) Valores sequenciais da convolução permitem o cálculo da direção principal pela técnica de máxima entropia de Lygre e Krogstad (1986) e da energia para cada segmento.
- 3) A estabilidade da direção principal para segmentos sequenciais permite selecionar os eventos estáveis em direção e representativos do processo. Assim, obtêm-se os valores de energia em frequência e direção a partir dos eventos selecionados.
- 4) Os resultados finais são os valores de energia (espectro) e direção de cada banda, os quais são plotados com uma técnica chamada PLEDS (*Plotting the Evolution of the Directional Spectrum*).

Na PLEDS são consideradas 4 dimensões: direção, tempo, energia e frequência (cores). Uma quinta dimensão também é possível se considerarmos a largura das figuras proporcional ao espalhamento direcional (*spread*).

A situação meteorológica na costa sudeste do Brasil pode ser representada esquematicamente na Fig. 1. Observa-se a presença do Anticiclone Subtropical do Atlântico Sul (ASAS) estacionado sobre a região, o qual caracteriza a situação de bom tempo na Baía de Campos, com grande estabilidade atmosférica. Essa estabilidade é cessada à medida que se aproximam da região de estudo as frentes frias provenientes do sul produzindo uma situação meteorológica caracterizada como mal tempo. No mal tempo a geração de ondas pode estar associada tanto aos ciclones (baixa pressão) quanto aos anticiclones (alta pressão).

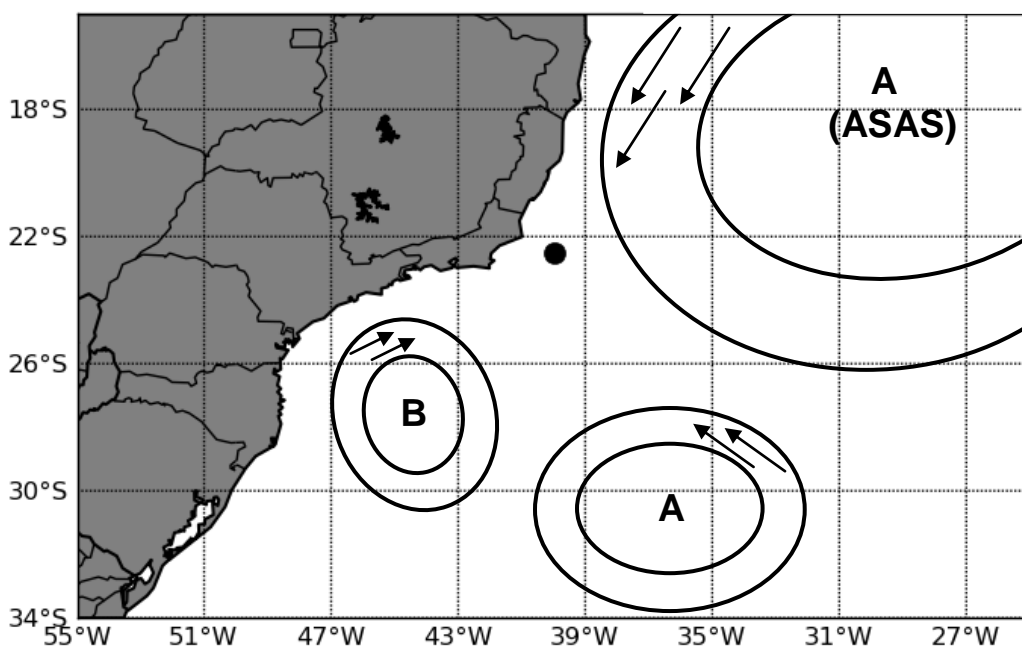


Figura 1 – Situação Meteorológica da costa Sudeste do Brasil.

Na Fig. 2 é apresentado um exemplo da técnica PLEDS aplicada à análise de ondas na Baía de Campos. Para essa região, utilizou-se 4 bandas (direção e energia) plotadas em função do tempo. Experiências têm mostrados que essas bandas são suficientes para representar o clima de ondas local. Os períodos mais energéticos são obtidos a partir do espectro 1D e guardados para uma análise geral. A Fig. 2 apresenta um exemplo da situação de bom tempo na região de Campos que ocorreu em março de 1992. Observa-se a presença de ondas de alta frequência (faixa em

azul) correlacionada com os ventos locais, ondas da banda 2 e 3 (verde e amarelo, respectivamente), que são produzidas pela circulação do ASAS e ondas de baixa frequência (faixa vermelha), denominada *swell*.

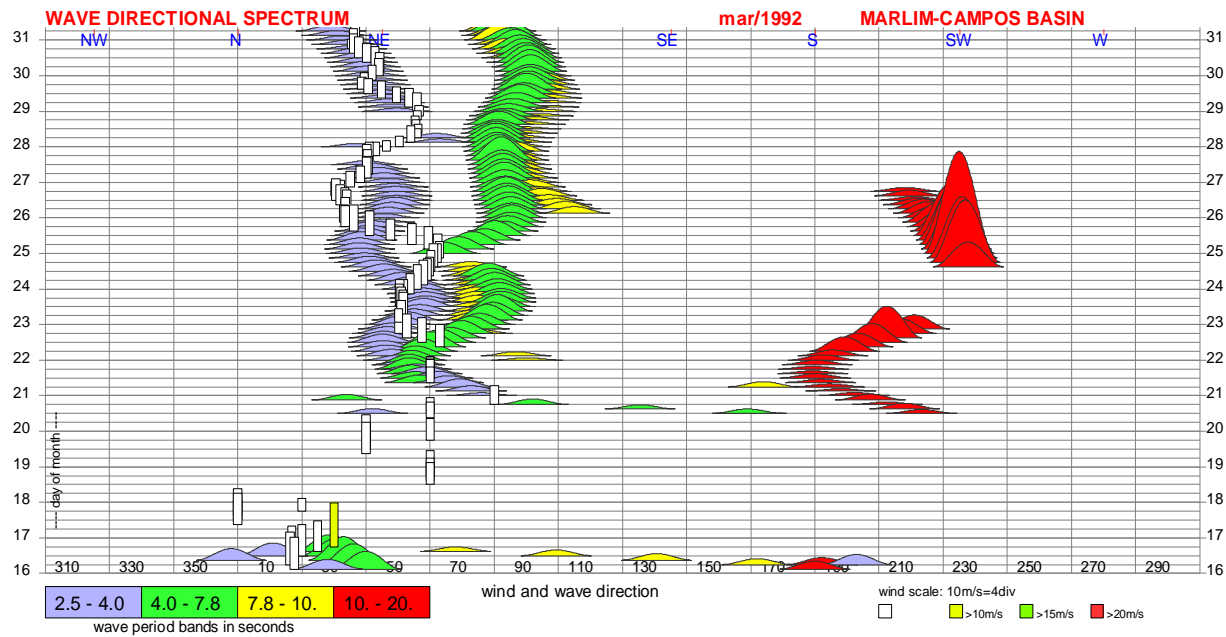


Figura 2 – Situação de Bom Tempo na Bacia de Campos – Março de 1992.

Ventos – A técnica PLEDS também pode ser usada para plotar a evolução do vento, como mostrado na Fig. 3. O vento é plotado com pequenas barras verticais, sendo a altura proporcional à velocidade do vento. Se a velocidade do vento excede um determinado valor, as barras recebem uma outra coloração.

Um comportamento que fica claro quando se utiliza plotagens como a PLEDS é a rondada do vento em consequência da passagem de uma frente fria. No hemisfério sul o vento ronda no sentido anti-horário. Na Fig. 3 nota-se a entrada de 3 frentes durante o período analisado, a primeira no dia 2 de maio e as outras nos dias 7 e 15 do mesmo mês.

Cabe ressaltar que técnicas especiais de filtragem passa-baixa foram implementadas com o objetivo de suavizar as variações do vento (o mesmo é feito para as ondas).

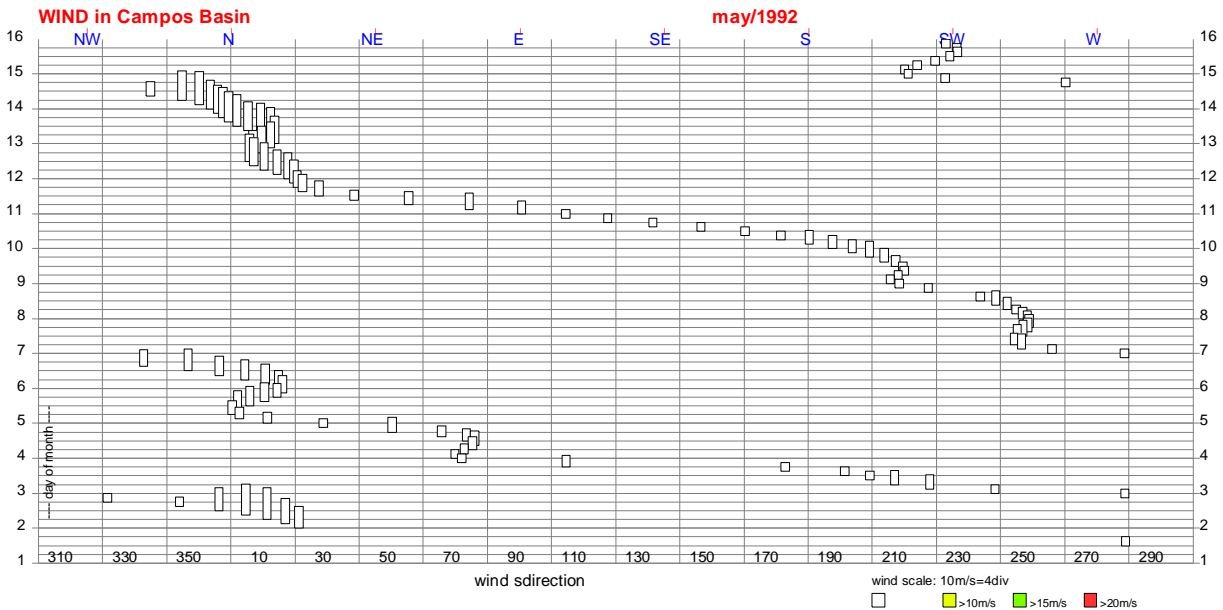


Figura 3 – Vento na Bacia de Campos – Maio de 1992.

Correntes - Os ADCPs tornaram-se um dos instrumentos mais amplamente usados para determinação de perfis de correntes. A técnica PLEDS pode ser muito útil para mostrar a evolução dos perfis de correntes ao longo do tempo. Nessa técnica a corrente é plotada para diferentes profundidades, sendo cada profundidade representada por uma cor. Os resultados do ADCP são mostrados na Fig. 4 para diferentes camadas. A direção das correntes para cada camada está plotada em função do tempo, sendo cada camada representada por uma cor e a altura das figuras coloridas proporcional à velocidade das correntes. Ressalta-se que a direção da corrente está de acordo com a convenção usual, para onde vai.

Existem 4 dimensões: direção, tempo, profundidade da camada e velocidade. Para a melhor visualização, optou-se por plotar o rumo do vento, ao invés da direção de proveniência. Dessa forma, o vento pode ser plotado simultaneamente e, portanto, pode ser relacionado com a camada superficial da corrente.

Correntes inerciais podem ser facilmente detectadas e quantificadas, tal como a inversão da corrente em diferentes camadas. Sabe-se que o período inercial na Bacia de Campos é aproximadamente 32 horas.

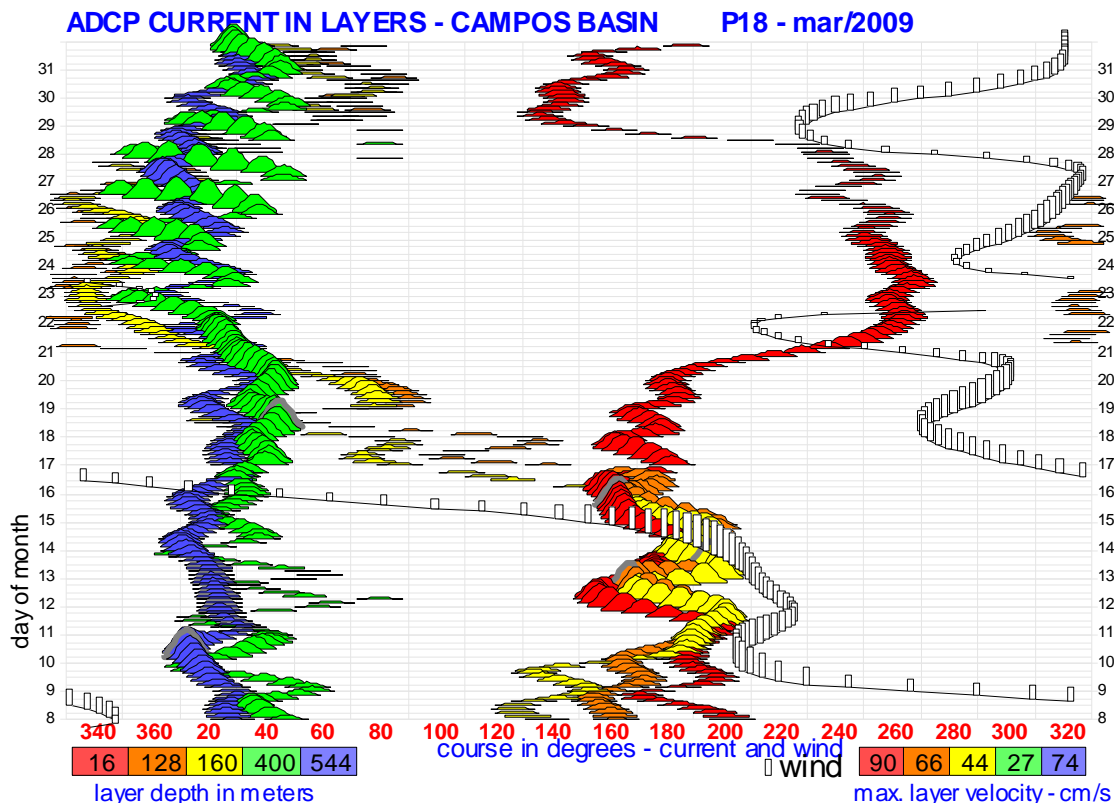
Dependendo do quão variável são os valores de velocidade ao longo das diferentes camadas, a velocidade da corrente pode ser normalizada em função do valor máximo de cada camada, como indicado na Fig. 4. Nessa Figura é apresentado um perfil de ADCP para a Bacia de Campos, o qual foi medido em uma plataforma *offshore*.

A comunidade oceanográfica tem realizado um grande esforço com o objetivo de entender a dinâmica das correntes nessa importante região oceânica brasileira. A utilização da PLEDS na análise de dados de correntes pode representar um considerável ganho ao entendimento dessa dinâmica.

A partir da análise da Fig. 4, por exemplo, pode-se observar claramente o domínio da Corrente do Brasil, fluindo em direção sul-sudoeste, nas camadas superficiais. Em maiores profundidades, por outro lado, nota-se que há uma inversão de fluxo para norte-nordeste, associado a uma outra corrente, denominada Corrente de Contorno Intermediária (CCI).

Diversas outras feições podem ser observadas a partir da Fig. 4, por exemplo:

- ⤴ Direção de Inversão das correntes – observa-se que nos gráficos de 128 e 160 m de profundidade a corrente muda de direção;
- ⤴ Oscilações inerciais podem ser mais facilmente observadas nas camadas profundas. É possível utilizar um filtro passa-baixa nos vetores das correntes, atenuando, dessa forma, essas oscilações;
- ⤴ Intensificação das correntes em algumas ocasiões e camadas;



Figuras 4 – Correntes em diferentes camadas da Bacia de Campos – Março de 2009.

Acústica Submarina – As Figuras 5 e 6 apresentam os resultados de parâmetros geoacústicos usando a técnica de inversão. Essa técnica pode ser descrita da seguinte forma:

O experimento é realizado em águas costeiras, objetivando determinar os parâmetros geoacústicos de fundo. Sequenciais pulsos (*pings*) acústicos de banda larga são transmitidos e recebidos a uma dada distância por um conjunto (*array*) de 4 hidrofones. A propagação é realizada por modos discretos, causados pela reflexão total na superfície e no fundo. Sendo assim, os sinais acústicos carregam informações sobre as características do fundo. Comparando o sinal recebido com o sinal produzido por um modelo de propagação, variando os valores dos parâmetros do fundo, é possível determinar esses parâmetros com uma técnica chamada MFT (*Matched Field*).

Cada pulso guarda uma distribuição de um dado parâmetro. Essas distribuições são alisadas e conectadas, usando ou a média ou os modos. Os parâmetros geométricos são conhecidos, porém também são invertidos, tais como a profundidade do receptor (RD), profundidade da fonte (SD) e a profundidade local (*depth*). A distância é conhecida e é usada nos modelos, sendo a inclinação do conjunto de hidrofones também invertida.

Os parâmetros geoacústicos invertidos são a velocidade no sedimento (*C-sed*), densidade do sedimento (*Rho-bottom*), atenuação nos sedimentos (*Att-sed*), atenuação no fundo (*Att-bottom*), velocidade no fundo (*C-bottom*) e a espessura do fundo (*thickness*). Nas seguintes Figuras 5 e 6 observa-se ótimos resultados obtidos a partir de 50 pulsos, sendo possível detectar pequenas diferenças entre os pulsos (Maia, 2009).

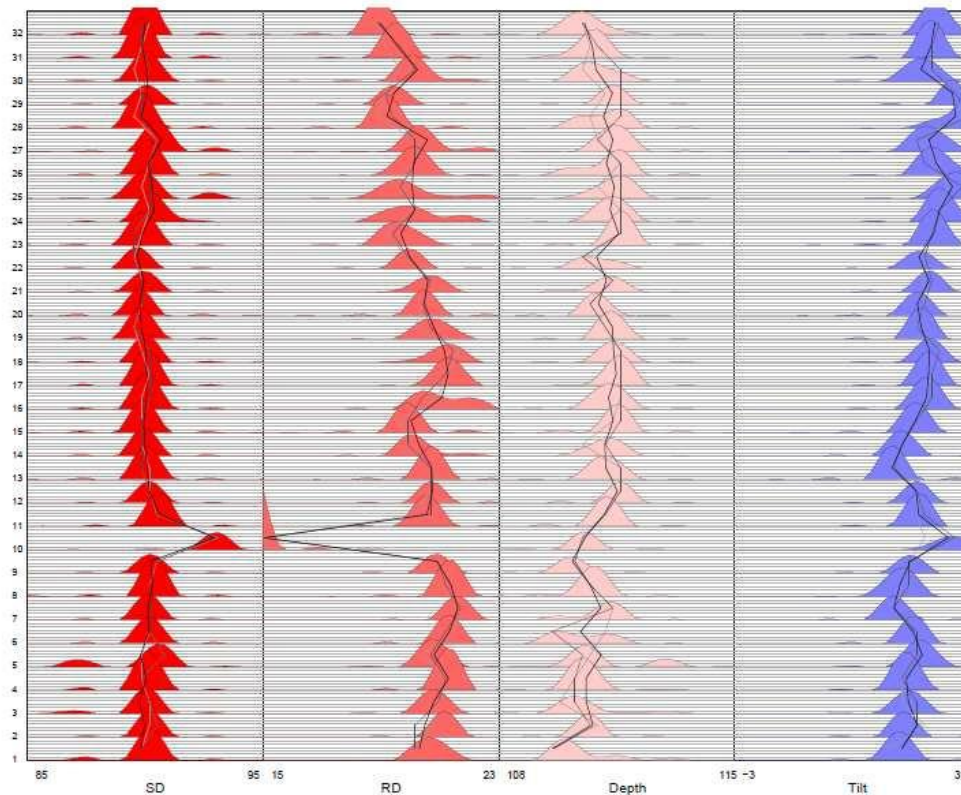


Figura 5 – Inversão dos parâmetros geométricos.

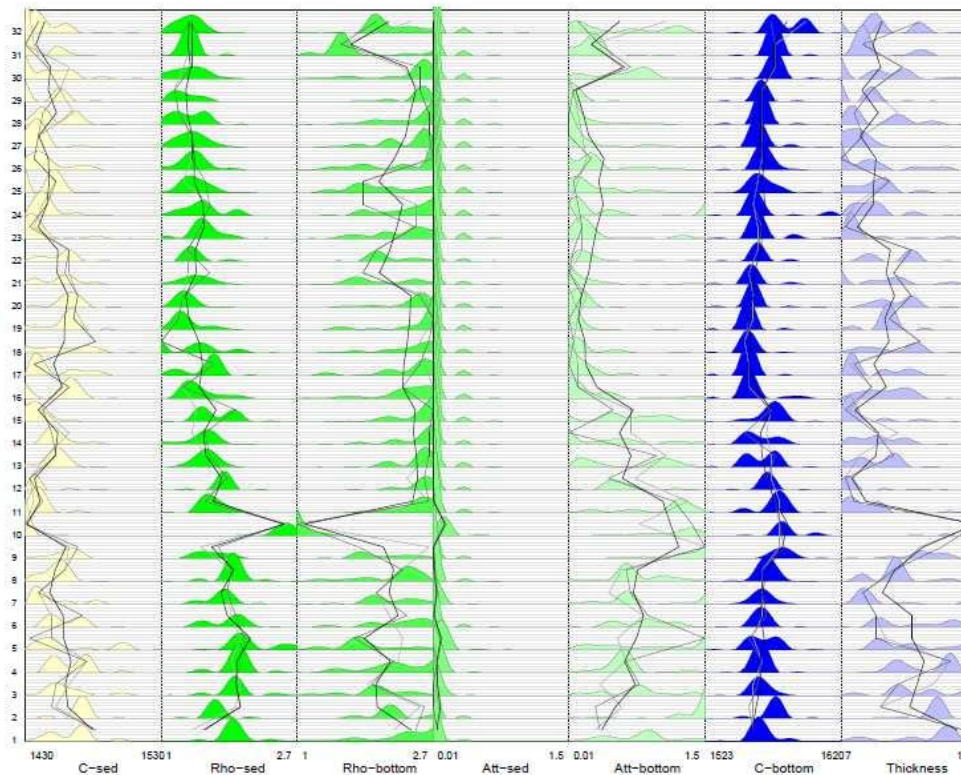


Figura 6 – Inversão dos parâmetros geoacústicos.

2. CONCLUSÕES

Alguns exemplos de análise de dados meteoceanográfico usando a técnica PLEDS foram apresentados nesse trabalho. O Laboratório de Instrumentação Oceanográfica (LIOc) do Programa de Engenharia Oceânica da COPPE/UFRJ, que trabalha com instrumentação oceanográfica e acústica submarina, tem aplicado essa técnica em teses e trabalhos científicos com grande sucesso. Nós acreditamos que a vantagem básica da PLEDS é permitir a associação de diferentes variáveis. No caso de ondas, por exemplo, a PLEDS permite visualizar todas as peculiaridades de diferentes estados de mar, os padrões de evolução de ciclones e anticiclones, a intensificação do vento, a ocorrência de swell distante e muitas outras possibilidades.

3. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Parente, C.E.. 1999. A new technique for the determination of ocean wave directional spectrum – Ph.D. thesis – PENO/COPPE/UFRJ.
- Maia, L.P. 2010. Geoacoustic Inversion and passive source localization in Shallow Waters - M.Sc. dissertation – PENO/COPPE UFRJ.
- Lygre A., Krogstad, H.E. 1986. Maximum Entropy Estimation of the Directional Distribution in Ocean Wave Spectra, *Journal of Physical Oceanography*, 16, pp.2052-2060.

4. AVISO DE RESPONSABILIDADE

O(s) autor(es) é(são) os únicos responsáveis pelo material impresso incluído neste paper.