

OF. PMSM/SMPA Nº 29/2023

COMITÊ INTERFEDERATIVO (CIF)

Prezado (a),

Secretaria Municipal de Pesca e Aquicultura, legalmente constituída, no Município de São Mateus-ES, atingida pelo rompimento da barragem de Fundão/Mariana MG - SAMARCO, VALE e BHP, reconhecida como impactada pelo Comitê Interfederativo deliberação nº 58, de 31 de Março de 2017, vem por meio deste, apresentar e solicitar a execução do **Projeto de Estrutura Costeira na Boca de Barra de Barra Nova - São Mateus/ES** como uma das medidas de reparação do impacto ocorrido em 05 de Novembro de 2015.

A zona costeira da região de **Barra Nova** é um distrito do município de São Mateus / ES, caracterizado por **atividades extrativistas**, principalmente provenientes do rio. Historicamente, a boca do rio de Barra Nova, vem apresentando erosão costeira resultante do desgaste natural dos leitos pelos movimentos de marés. A liberação repentina e massiva de água, sedimentos e detritos provenientes do rompimento da barragem, **causou uma sobrecarga** no fluxo do rio, aumentando a velocidade da água e a capacidade de erosão, acelerando um processo que **levaria décadas para acontecer naturalmente**.

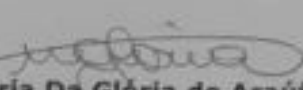
Particularmente, após o desastre de 2015, as áreas de embocaduras dos rios encontram - se ameaçadas pelo desastre ambiental de Mariana - MG, bem como frente ao aumento da densidade populacional. Esta ocupação territorial conflita com a dinâmica da linha de costa, que por sua vez, faz o controle do avanço do mar em direção a terra, o abrigo em relação à agitação e a estabilização de canais de navegação.

O objetivo da estrutura costeira é **solucionar os problemas** derivados dos processos erosivos agravados e acelerados pelo rompimento da barragem, favorecer menores taxas de perda de sedimentos de um projeto existente de alimentação artificial de praia, projetado para regenerar a praia e mitigar os efeitos da erosão costeira em Barra Nova.

Diante do exposto apresentamos o **projeto em anexo** para que seja cotado dentre as medidas para reparação do impacto no município de São Mateus.

São Mateus-ES, 27 de junho de 2023

Atenciosamente,


Maria Da Glória de Araújo Santos
Secretária municipal de pesca e aquicultura
Decreto nº 14.402/2023

Entregue por:

^{maim}
Dona Alcirio Souto
(Pasea), presidenta
da Comissão ~~Amigadas~~
São Mateus/ES, Prefeitura
Municipal de São Mateus.
(27)999388942

santosmga@gmail.com

Recebido em

28/06/2023, às 13h56

Brasília/DF.

Jefferson Farias
Secretário do Meso.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- CB&I – Chicago Bridge & Iron Company
- CEM – *Coastal Engineering Manual*
- CPE – Coastal Planning Engineering
- DHN – Diretoria de Hidrografia e Navegação
- FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos
- IPCC – *Intergovernmental Panel on Climate Change*
- MAI – Monitoramento Ambiental Integrado
- MHHW – Média das preamares superiores
- MHLW – Média das baixa-mares superiores
- MLHW – Média das preamares inferiores
- MLLW – Média das baixa-mares inferiores
- MMA – Ministério do Meio Ambiente
- MSL – Nível médio de maré
- NA – Nível de água
- NAS – *National Academy of Sciences*
- NOAA – *National Oceanic and Atmospheric Administration*
- ONU – Organização das Nações Unidas
- RMR – Região Metropolitana de Recife
- UCSD – *University of California, San Diego*
- UFPE – Universidade Federal de Pernambuco
- USGS – *United States Geological Survey*
- UTM – Universal Transversa de Mercator
- ZC – Zona Costeira

- MAI. Monitoramento Ambiental Integrado, PE. FINEP/UFPE. Relatório Final – Vols. 1, 2 e 3. Financiadora de Estudos e Projetos – FINEP, Recife - PE, Brasil, 2009. 485 pp.
- MAPLAC. Mapeamento Sonográfico e batimétrico da Plataforma Continental Interna adjacente aos municípios de Recife e Jaboatão dos Guararapes-PE para a caracterização da dinâmica erosiva da região da região - MCT/UFPE. Relatório Final. Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Recife - PE, Brasil, 2010. 32 pp.
- NOAA. NOAA's State of the Coast. Disponível em: <<http://stateofthecoast.noaa.gov/population/welcome.html>> Acesso em 26 Out. 2014. 2013
- OLIVEIRA, S. M. C.. Evolução Recente da Linha de Costa no Troço Costeiro Forte Novo – Garrão (Algarve). Tese (Mestrado) – Universidade de Lisboa, Faculdade de Ciências, Lisboa, 2005.
- PROCOSTA, Processos Erosivos na Costa dos Municípios de Recife e Jaboatão dos Guararapes, Pernambuco, Brasil - MCT/UFPE. Relatório Final. Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Recife - PE, Brasil, 2010. 153 pp.
- SILVEIRA, L. F., KLEIN, A. H. d. F. & TESSLER, M. G. Headland-bay beach planform stability of Santa Catarina State and of the Northern Coast of São Paulo State. Brazilian Journal of Oceanography, 58(2). 2010
- Tho, D. Paper Blog. 2013. Disponível em <<http://es.paperblog.com/paseo-por-pedregalejo-2235300/>> Acesso em 28 Out. 2014.
- USGS. Coastal Change Hazards: Hurricanes and Extreme Storms. 2014. Disponível em: <<http://coastal.er.usgs.gov/hurricanes/erosionhazards/>> Acesso em 28 Out. 2014.

- VAN DER MEER, J. W. Conceptual design of rubble mound breakwaters. World Scientific, Advances in Coastal and Ocean Engineering, P. L. F. Liu, 1995, pp. 221-315.
- VAN DER MEER, J. W. & DAEMEN, I. Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures. ASCE, J. of WPC & OE, 120 (Jan/Fev), 1994, pp. 1-19.
- VAN DER MEER, J. W. & PILARCZYK, K. W. Stability of low-crested and reef breakwaters. Delft, 1990.
- WILLIAMS, S. J. Coastal Erosion and Land Loss Around the United States: Strategies to Manage and Protect Coastal Resources - Examples from Louisiana. Woods Hole, MA, United States, 2001, USGS, Coastal and Marine Geology Program.
- KUANG, C.; HE, L.; GU, J.; PAN, Y.; ZHANG, Y.; QIU, R. & ZHANG, J. Effects of Submerged Breakwater on Hydrodynamics and Shoreline Change of the East Beach of Beidaihe, Bohai Bay, China. *Journal of Coastal Research*, Vol. 30(3), United States, 2014



Mapa Localizado

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO MATÉUS
Rua Siqueira Campos, 15 - Centro - São Matéus - PE
CEP: 55.000-000
Fone: (51) 3333-1234

PROJETO DE LICITAÇÃO Nº 001/2023
OBJETO: OBRAS DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE

Item	Descrição	Quantidade	Valor Unitário	Valor Total
01
02
03
04
05
06
07
08
09
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50

5 CONCLUSÃO

Em cumprimento aos objetivos deste projeto, foi estudado e dimensionado um campo de quebra-mares com a finalidade de conter a erosão costeira na zona costeira da Região de Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES. Essas estruturas são uma entre diversas alternativas possíveis de se abordar os problemas causados pela erosão costeira.

As estruturas foram projetadas com base em manuais e artigos correspondentes ao tema de estudo e a geometria final obtida permite enquadrar todas na categoria de obras costeiras *low-crested*. Trata-se de um projeto de fase conceitual que fornece subsídios a estudos de viabilidade social, técnica e econômica para escolha da solução que melhor se enquadra às necessidades do município.

3 RESULTADOS

3.1 PREMISSAS

3.1.1 Localização das estruturas

Foi realizado o dimensionamento de dois quebra-mares localizados na zona costeira da região de Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES.

A coordenadas planas dos pontos de base para cada uma das estruturas bem como a profundidade nestes locais encontram-se ilustradas na Figura 15 e listadas no Quadro 4. O Quadro 5 apresenta os comprimentos aproximados das estruturas, o espaço entre elas e a distância perpendicular à costa.



Figura 15 - Locação da construção dos quebra-mares

Fonte: Próprio autor

Quadro 4 – Coordenadas de base para projeto dos quebra-mares

Identificação da estrutura	Ponto de base	Coordenadas		Profundidade média Z
		S	W	
A	P1	-18,95311	-39,74074	4,0
	P2	-18,953083	-39,736472	
	P3	-18,950545	-39,735067	
B	P4	-18,953331	-39,737712	4,0
	P5	-18,953303	-39,736471	
	P6	-18,954873	-39,735278	

O datum vertical adotado é o zero topográfico do IBGE;

O datum horizontal adotado tem sistema de coordenadas UTM, SIRGAS 2000, Zona 25S.

Quadro 5 – Comprimentos e distâncias aproximadas dos quebra-mares em planta

Identificação da estrutura	Comprimento (Lm)	Distância à próxima estrutura (Gn)	Distância perpendicular à costa (até o enrocamento)
A	746 m	25 m	170 m
B	383 m	25 m	170 m

3.2.2 Quebra-mar B

Quadro 6 – Resultados obtidos no dimensionamento do quebra-mar B

Dados		Resultados	
$H_{e,30}$	2,0 m	$R_e = A_e$	1,5 m
T_p	12,0 s	K_{sp}	0,0132
T_m	7,0 s	K_{sm}	0,026
h	5,0 m	ξ_p	4,71
h_c	4,0 m	ξ_m	3,53
Intalude	1V:2H	C_f	0,162
B	4,0 m	L	40,75 m
n_s	3	N_s	1,50
k_i	0,75	Δ	1,61
P	0,5	D_{20s}	0,77 m
N	7.500	R_D	0,74
S	2,0	D_{20}	0,97 m
$N_{ad,pe}$	0,5	$M_{c,ad}$	2342 kg
h_{pe}	2,5 m	$I_{c,ad}$	2,50 m
h_i	2,5 m	$D_{c,ad,60}$	0,30 m
g	9,81 m/s^2	$M_{c,band}$	55,0 kg
ρ_a	2.600 kg/m^3	$D_{c,20s}$	0,97 m
ρ_w	1.025 kg/m^3	$M_{c,20}$	2342 kg
		$I_{c,20}$	2,5 m
Cabeça		$D_{c,20,60}$	0,25 / 0,30 m
		$M_{c,band}$	31,0 / 255,00 kg
Pé		$D_{c,20s}$	0,97 m

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 GEOMETRIA DAS ESTRUTURAS

Todas as estruturas foram dimensionadas com talude de 1V:2H. Taludes mais inclinados, como por exemplo, de 1V:1,5H, não ofereceram a estabilidade necessária.

A altura da estrutura acima do NA variou entre 1,7 m e 2,0 m. Isso significa que, aproximadamente:

- a) 1,5 m da altura das estruturas são aparentes em MLLW;
- b) Em níveis de água superiores ao MHHW as estruturas encontram-se submersas.

Dada a distância das estruturas à costa, para um observador situado na faixa de areia da praia, mesmo quando em níveis de maré inferiores ao MSL, as estruturas são praticamente imperceptíveis, atendendo ao requisito de interferirem o menos possível na paisagem.

Para todos os quebra-mares, a largura de coroamento de 4 m atendeu aos limites de validade da fórmula proposta por Van der Meer & Daemen (1994): $0,075 < C_1 < 0,75$ (para quebra-mares convencionais, incluindo *low crest*).

4.2 ARMADURA

Os tamanhos de rocha dimensionados para o tronco de cada um dos quebra-mares apresentaram-se bastante próximos, na média de 1594 kg. Portanto, para todos serão admitidas rochas na faixa de 2342 a 2400 kg, considerando tolerância de cerca de 10% em peso, conforme recomendação do CEM (CERC, 2000).

Para cálculo do tamanho de rocha da armadura da cabeça dos espigões, aplicou-se fator de incremento de 1,3 à massa nominal da rocha da armadura do tronco. Como os tamanhos nominais de rocha

obtidos foram similares entre os seis quebra-mares, sendo admitidas rochas entre 2342 e 2600 kg, com tolerância aproximada de 10% em peso.

A largura da camada de armadura do tronco adotada será a mesma para todas as estruturas: 2,50 m. Essa é de cerca de duas vezes o diâmetro nominal da rocha componente, estando em conforme com o recomendado e metodologia adotada.

Para a cabeça, a largura da camada de armadura será maior em função do maior diâmetro nominal de rocha. Adotar-se-á largura de 2,50 m, ligeiramente mais conservadora que a largura média de 1,97 m calculada. Optou-se por alargar a camada em função da cabeça ser bastante submetida à energia das ondas, requerendo maior resistência, considerando esta conservadora.

4.3 SUB-CAPA E NÚCLEO

Em acordo à recomendação de Van der Meer (1995) e calculando o tamanho de rocha para a camada inferior à armadura, obtiveram-se rochas de massa de aproximadamente 30 kg para a sub-capta do tronco e 48 kg para a sub-capta da cabeça. Para o núcleo, as rochas seriam de 5 kg para o tronco, e 8 kg para a cabeça.

Na prática, executar tais camadas com tais tamanhos de rocha é bastante complicado, tanto pelo controle do tamanho dessas rochas, quanto pela quantidade de material perdido ao compor o núcleo. Assim, optou-se por incorporar ambos em uma única camada: abaixo da camada armadura, a estrutura será composta de rochas entre 30 kg e 250 kg, tanto para o tronco quanto para a cabeça. Esta decisão teve como base conversa do autor com profissional especialista na área e com vivência em grande número de projetos. A justificativa foi apoiada nas explicações fornecidas pela fonte.

Sub-capas com diâmetros maiores de rocha resultam em camadas mais permeáveis, logo, mais estáveis. Além disso, rochas maiores promovem maior embriçamento entre as rochas do núcleo e da armadura, conferindo também maior estabilidade à estrutura.

4.4 PÉ E ACOMODAÇÃO DA ESTRUTURA

A finalidade de adoção de pé em berna na estrutura é suportar a armadura principal e prevenir danos causados pela erosão na base da estrutura. Dados geotécnicos do solo na base da estrutura são desconhecidos, portanto, admitiu-se que o solo tem suporte tal que permita a adoção de pé simples em berna, conforme Figura 15.

Figura 16 - Pé em berna



Fonte: CERC (2000).

Para maior facilidade construtiva, o tamanho de rocha adotado será o mesmo da armadura e a altura do pé igual à largura da faixa de armadura. Quanto ao comprimento do pé, admitiram-se comprimentos de 1,50 m em ambos lados da estrutura. Este comprimento respecta o mínimo de duas vezes o D_{50} da rocha utilizada.

Para melhor acomodação da estrutura no leito marinho, pode-se retirar uma camada de solo de cerca de 0,50 m de profundidade nas áreas onde as estruturas estão localizadas. Esse espaço é então preenchido com brita ou cascalho (Figura 17).

Figura 23 – Seção transversal típica da cabeça do quebra-mar F

Figura 17 – Preparo da base para locação da estrutura



Outra opção é a aplicação de manta geotêxtil sobre o leito marinho, dispensando a retirada da camada de solo e sendo de fácil execução. Ressalta-se que se deve atentar na colocação das rochas sobre a manta, evitando que danifiquem o produto.

4.5 SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS

As figuras a seguir apresentam as seções transversais das cabeças e troncos dos dois quebra-mares dimensionados.

1 INTRODUÇÃO

A zona costeira da Região de Barra Nova é uma distrito do município de São Mateus / ES. Historicamente, vem apresentando problemas de erosão costeira resultantes principalmente da densa ocupação antrópica em seus litorais que conflita com a dinâmica da linha de costa.

O crescente desenvolvimento econômico nessa área atrai número cada vez maior de casas, edifícios, hotéis, os quais interferem no ciclo natural de abastecimento, deposição e erosão de sedimentos no ambiente praial. Em muitos casos a faixa de praia reduz de forma tão acentuada que se perdem o potencial turístico e áreas de lazer, além de colocar em risco as construções em sua proximidade.

Diante desse cenário, diversas obras de combate à erosão costeira foram construídas ao longo dos anos. No entanto, muitas não trouxeram o resultado esperado do ponto de vista de contenção de erosão, ou apenas deslocaram o problema para áreas adjacentes. Ainda, a grande maioria das estruturas costeiras implantadas interfere substancialmente na paisagem, reduzindo o valor cênico das praias.

Como o problema permanece e tende a se agravar com o crescimento populacional na zona costeira, faz-se necessário a busca de novas alternativas. O desafio consiste em aliar interesses sociais à viabilidade técnica e econômica do projeto sugerido.

1.1 OBJETIVO

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral deste projeto é dimensionar um campo de dois quebra-mares destacados *low-crested* (semi-submersos, de perfil médio) em rocha, cujo dimensionamento deve levar em consideração a atuação combinada com a dinâmica costeira para favorecer menores taxas de perda de sedimentos de um projeto existente de alimentação artificial de praia, projetado para regenerar a praia e mitigar os efeitos da erosão costeira em Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES.

1.3 Batimetria

Dados disponíveis de batimetria para este trabalho consistem no levantamento realizado pela equipe da defesa civil São Mateus em 2023.

A área de estudo apresenta profundidades entre 3, 4 e 5 metros na região de colocação dos quebra-mares *low-crested*.

1.4 Marés

Os dados das condições de marés foram extraídos a partir do <https://surfguru.com.br/mapas/brasil/espírito-santo/sao-mateus/praiia-barra-nova>.

Figura 1: Sumário das ondas e do vento costeiro

SUMÁRIO DAS ONDAS E DO VENTO COSTEIRO						
Dia	Surf (m)	Alura Total (m)	Período (s)	Dir. Primária	Vento (km/h)	Dir. vento
SEG 10	1.4 a 1.7	1.6 a 1.7	12	SSE a S	15 a 22 km/h	S a SSO
TER 11	1.3 a 1.6	1.3 a 1.7	11 a 12	SSE a S	11 a 19 km/h	SE a SSO
QUA 12	1 a 1.4	0.9 a 1.4	10	SSE a S	7 a 17 km/h	SE a SSO
QUI 13	1.1 a 1.5	0.9 a 1.3	10 a 16	SSE a S	4 a 15 km/h	NE a SO
SEX 14	1.1 a 1.5	1 a 1.2	12 a 14	SSE a SSO	4 a 17 km/h	N
SAB 15	1 a 1.2	0.9 a 1.1	12 a 13	SSE a SSO	7 a 22 km/h	N a NO
DOM 16	1.1 a 1.3	1 a 1.2	12 a 14	SSE a SSO	4 a 19 km/h	ESE a NNO
SEG 17	1.1 a 1.3	0.9 a 1.1	11 a 12	S	6 a 11 km/h	ENE a SO

Fonte: surfguru.com.br

Figura 2: Previsão altura das ondas

METRICO INGLÊS GRÁFICOS ESPECTRAL MAPA DA ÁREA							
DIÁRIO DA PREVISÃO							
SEG 10	TER 11	QUA 12	QUI 13	SEX 14	SAB 15	DOM 16	SEG 17
Dia SEGUNDA-FEIRA 10							
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Surf	1.7 m	1.7 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m
Altura Total	1.7 m	1.7 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m	1.6 m
Período Total	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s
Direção Total	300 (133°)	3 (178°)	300 (133°)	300 (132°)	300 (132°)	300 (132°)	300 (132°)
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Altura Vague	0.2 m	0.2 m	0.2 m	0.1 m	0.2 m	0.2 m	0.1 m
Período Vague	7 s	7 s	7 s	7 s	7 s	7 s	7 s
Direção Vague	090 (20°)	090 (20°)	090 (20°)	090 (20°)	090 (20°)	090 (20°)	090 (20°)
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Altura Surf 2	1.6 m	1.7 m	1.6 m	1.6 m	1.5 m	1.5 m	1.6 m
Período Surf 2	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s
Direção Surf 2	300 (132°)	3 (178°)	300 (132°)	300 (132°)	300 (132°)	300 (132°)	300 (132°)
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Altura Surf 3	0.1 m				0.1 m	0.2 m	
Período Surf 3	8 s				8 s	8 s	
Direção Surf 3	090 (20°)				090 (20°)	090 (20°)	
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Velocidade	2 km/h	2 km/h	2 km/h	2.2 km/h	2.2 km/h	2.2 km/h	2.2 km/h
Reforço					2 km/h		
Temperatura							
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Temperatura	23h	24 °C	24 °C	27 °C	30 °C	27 °C	26 °C
Altura	1.6 m						1.6 m
Período	12 s						12 s
Velocidade	100	0	0	300	400	400	0
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Temperatura	21h	22h	22h	22h	22h	22h	22h
Hora	00h	02h	06h	09h	12h	15h	18h
Energia	1625	1625	1625	1625	1625	1625	1625
Período	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s	12 s

Fonte: surfguru.com.br

Figura 5: Mapas



Fonte: surfguru.com.br

Figura 6: Mapas



Fonte: surfguru.com.br

Figura 7: Mapas

SUMÁRIO DA ENERGIA E DA POTÊNCIA DAS ONDAS				
Dia	Energia / Potência Total	Energia / Potência Vagas	Energia / Potência Swell Sul	Energia / Potência Swell Norte
SEG 10	3073 x 4292J 22.2 x 34.9W	3073 x 3968J 22.2 x 34.6W	6 x 57J 0 x 0.3W	57 x 101J 0.3 x 0.5W
TER 11	1835 x 3359J 15 x 29.6W	1835 x 3359J 15 x 29.6W	6J 0W	
QUA 12	1073 x 2540J 6.5 x 14.2W	514 x 2540J 2.6 x 14.2W	6 x 514J 0 x 3.9W	6 x 25J 0 x 0.2W
QUI 13	914 x 1244J 6.6 x 13.9W	101 x 406J 0.6 x 2W	514 x 1073J 4.1 x 10.4W	57 x 311J 0.4 x 2.1W
SEX 14	1073 x 1244J 9.9 x 13.3W	57 x 635J 0.2 x 3.3W	406 x 1244J 3.8 x 11.5W	311 x 406J 2.1 x 2.7W
SAB 15	914 x 1244J 5 x 8.4W	228 x 914J 0.8 x 4.2W	311 x 635J 2.8 x 5W	
DOM 16	1244 x 1428J 11.8 x 14.2W	228 x 635J 0.7 x 2.9W	514 x 1073J 4.7 x 10.2W	406 x 635J 2.6 x 3.9W
SEG 17	1244 x 1428J 10.2 x 12.8W	311 x 635J 1.3 x 3.1W	514 x 1073J 4.6 x 8.8W	228 x 406J 1.5 x 2.8W

Fonte: surfguru.com.br

Figura 8: Mapas



Fonte: surfguru.com.br

Observa-se que:

- a) A direção mais constante de ondas é a SSE;
- b) As maiores alturas significativas de ondas ao largo são provenientes dos setores SSE ao S;
- c) 85,7% das ondas variam entre 1,5 m e 1,6 m;
- d) Alturas significativas de onda iguais ou superiores a 1,7 m ocorrem com frequência de 14,3%;
- e) O período de pico mais frequente é de 12,0 s;
- f) Ondas com períodos entre 8,0 s e 9,0 s ocorrem em 14,0% do tempo;
- g) Períodos de ondas superiores a 14,0 s ocorrem com frequência de 12,5% do tempo.

Para o dimensionamento de estruturas costeiras um dos dados de entrada é a altura da onda de projeto ao pé das estruturas (H_s). Desta forma, com base nas séries temporais de dados, valores extremos foram selecionados a partir do método de máximos anuais no pé das estruturas. As distribuições estatísticas foram ajustadas a esses valores resultando em parâmetros de onda para diferentes períodos de retorno (CPE, 2011), os quais se encontram na tabela abaixo.

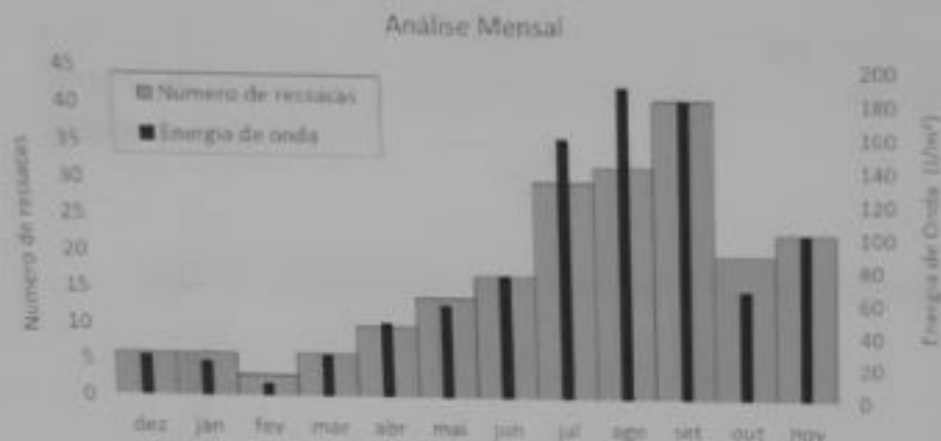
Tabela 1 – Valores de H_s no ponto de análise para diferentes períodos de retorno para a série reconstruída em águas rasas

Período de retorno [anos]	H_s [m]
2	1,60
5	1,80
10	1,90
25	2,00

Fonte: adaptado de CPE (2011).

Os pesquisadores da Metsul Meteorologia destacam que a primavera é o período de maior ocorrência de tempestades. A figura abaixo mostra a análise de energia e quantidade de tempestades. Os autores utilizaram informações de ondas do modelo computacional para o litoral sul do Espírito Santo entre os anos de 1984 e 2008. Podemos ver que nos meses de julho, agosto e principalmente setembro ocorrem mais tempestades.

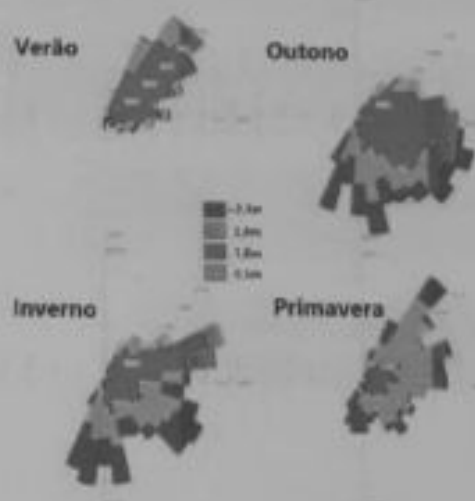
Gráfico 1: análise mensal



Fonte: surfguru.com.br

Durante a primavera, os ventos gerados pela Alta Pressão ou Anticiclone do Atlântico Sul (ASAS) ficam mais fortes em alto mar. Estes são os ventos responsáveis por gerar ondulações do quadrante leste e nordeste para o litoral do Espírito Santo. A figura abaixo mostra a ocorrência de ondas durante as estações do ano. As informações foram obtidas do Projeto Nacional de Boias (PNBOIA) do Centro de Hidrografia da Marinha do Brasil (CHM).

Gráfico 2: análise mensal

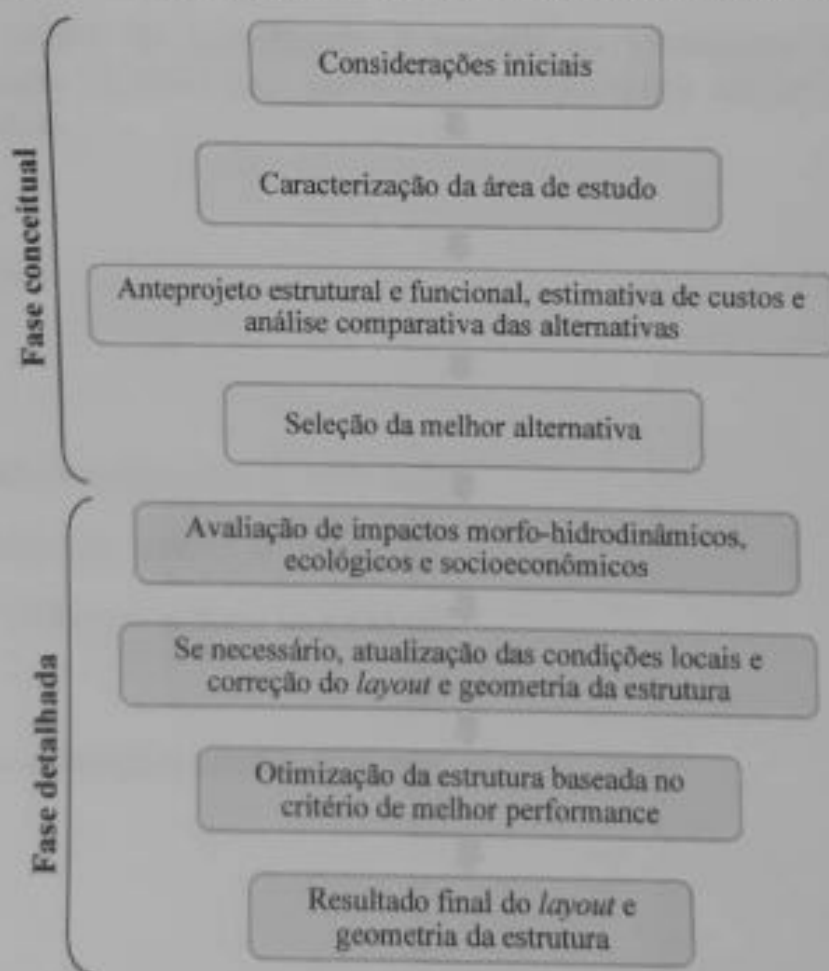


Fonte: surfguru.com.br

2 METODOLOGIA

De acordo com Burcharth *et al* (2007) o projeto de estruturas costeiras consiste normalmente de duas fases, uma conceitual e outra detalhada. A fase conceitual permite avaliar a viabilidade do projeto em termos econômicos, técnicos, sociais e ambientais - usualmente através da comparação entre diferentes alternativas de projeto. Selecionada a melhor alternativa, essa é analisada mais profundamente e otimizada através de modelagens numéricas e/ou físicas, caracterizando a fase detalhada de projeto.

Figura 9 – Diagrama do processo de projeto de estruturas costeiras



Os subitens a seguir descrevem a metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento do campo de quebra-mares *low-crested* e para a análise de formação de linha de costa, cujos resultados estão apresentados no item 4 deste memorial.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS *LOW-CRESTED*

Estruturas *low-crested* podem ser emersas, quando sua cota de topo (R_c) encontra-se em nível superior ao nível do mar, ou submersas, quando sua cota de topo encontra-se abaixo da linha de água.

- $R_c > 0$ = estrutura emersa;
- $R_c < 0$ = estrutura submersa.

Outro critério de classificação é baseado na estabilidade da estrutura (Quadro 1), dado pelo parâmetro N_s (VAN DER MEER & DAEMEN, 1994):

$$N_s = H_s / (\Delta D_{n50}) \quad (1)$$

Onde:

H_s = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

D_{n50} = diâmetro nominal da rocha [m].

Sendo a densidade relativa da rocha:

$$\Delta = \rho_a / \rho_w - 1 \quad (2)$$

Sendo:

r_a = massa específica da rocha da armadura [kg / m³];

r_w = massa específica da água [kg / m³].

E o diâmetro nominal da rocha (D_{n50}) dado por:

$$D_{n50} = (M_{50} / r_a)^{1/3} \quad (3)$$

Onde:

M_{50} = massa média da rocha [kg];

r_a = massa específica da rocha da armadura [kg / m³].

Quadro 1 – Classificação de estruturas *low-crested* conforme N_s

N_s	Tipo de estabilidade	Caracterização da estrutura
1 a 4	Estática	Normalmente taludes uniformes de rochas ou blocos artificiais de concreto. São permitidos pequenos danos apenas quando em condições extremas. Podem ser submersas ou não.
> 6	Dinâmica	Permite-se a alteração da forma da estrutura através do reposicionamento de rochas/blocos até atingir o equilíbrio. Normalmente submersas, na forma de recifes artificiais.

Fonte: elaborado com base em Van der Meer (1994, 1995).

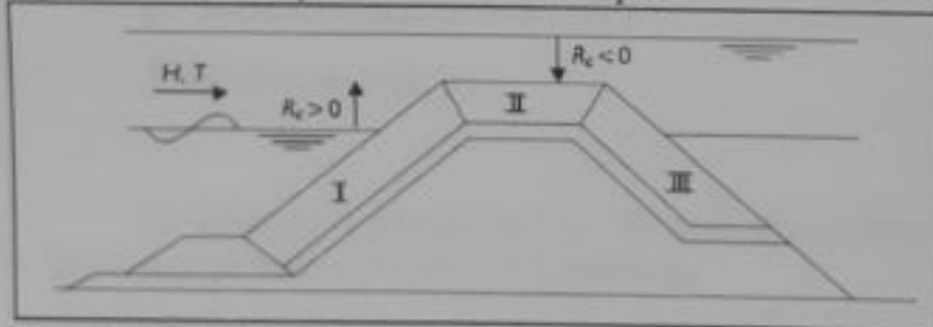
1.1 DIMENSIONAMENTO DE UM QUEBRA-MAR EMERSO E ESTATICAMENTE ESTÁVEL

O dimensionamento de um quebra-mar emerso e estaticamente estável pode ser associado ao dimensionamento de uma estrutura convencional que sofre pouco ou nenhum *overtopping*. Essa relação é dada pela redução do diâmetro nominal da rocha calculada para a estrutura convencional através de um fator de redução (r_D), resultando no diâmetro nominal de rocha recomendado para a estrutura *low crested* (VAN DER MEER & DAEMEN, 1994)

A redução do tamanho de rocha em estruturas *low crested* é permitida em função das solicitações da estrutura serem menores, uma vez que parte da energia da onda passa por cima do quebra-mar devido à ocorrência de *overtopping*. Ainda, por parte da energia da onda atravessar a estrutura, as solicitações são similares tanto na parte anterior

(I) quanto posterior (III) da estrutura, o que permite utilizar o mesmo tamanho de rocha em toda a seção (Figura 10).

Figura 10 – Seção de quebra-mar *low crested* típico



Fonte: CIRIA, CUR, CERMEF (2007).

1.2 Cálculo do diâmetro nominal de rocha D_{n50} para quebra-mar convencional segundo Van der Meer (1995)

Os parâmetros hidráulicos de *overtopping*, *run-up*, *run-down*, *transmissão* e *reflexão*, junto a parâmetros estruturais determinam a

forma e composição do quebra-mar, de maneira que atenda plenamente às solicitações e à vida útil de projeto.

1.3 Parâmetros de onda

As ondas incidentes são caracterizadas pela sua altura significativa ao pé da estrutura (H_s), período médio (T_m) ou de pico (T_p), ângulo de ataque (β) e altura da coluna de água ao pé da estrutura (h) (VAN DER MEER, 1995).

O empinamento estimado de onda (s) é dado por:

$$s = 2\pi H_s / g T^2 \quad (4)$$

Onde:

H_s = altura significativa de onda [m];

g = aceleração da gravidade [m/s^2];

T = período da onda [s].

Se utilizado o período de pico de onda (T_p) é chamado s_p . Se utilizado o período médio (T_m), é chamado s_m .

O parâmetro mais utilizado para descrever a ação da onda na estrutura ou praia é o número de Iribarren, também denominado parâmetro de quebra de onda (ξ) (VAN DER MEER, 1995):

$$\xi = \tan \alpha / \sqrt{s} \quad (5)$$

Com:

α = inclinação do talude da estrutura [°];

s = empinamento estimado de onda [-].

É chamado ξ_p quando descrito por s_p , e chamado ξ_m quando descrito por s_m .

- Parâmetros hidráulicos

O parâmetro de *overtopping* (Q) pode ser descrito por:

$$Q = q/\sqrt{(gH_s^3)} \quad (6)$$

Na qual:

q = descarga de *overtopping* por unidade de comprimento da estrutura [l/s por m]

g = aceleração da gravidade [m/s²];

H_s = altura significativa de onda [m].

A severidade da transmissão de ondas é dada pela relação:

$$C_t = H_t/H_i = \sqrt{(E_t/E_i)} \quad (7)$$

Onde:

C_t = coeficiente de transmissão de ondas [-];

H_t = altura da onda transmitida [m];

H_i = altura da onda incidente [m];

E_t = energia da onda transmitida [N/m^2];

E_i = energia da onda incidente [N/m^2].

A quantificação da transmissão de ondas é importante para quebra-mares *low-crested* projetados para defender praias ou linhas de costa. Assim, a severidade da reflexão de ondas é dada pela relação:

$$C_r = H_r/H_i = \sqrt{(E_r/E_i)} \quad (8)$$

Onde:

C_r = coeficiente de reflexão de ondas [-];

H_r = altura da onda refletida [m];

H_i = altura da onda incidente [m];

E_r = energia da onda refletida [N/m^2];

E_i = energia da onda incidente [N/m^2].

• Parâmetros estruturais

• Relacionados a ondas

O parâmetro estrutural relacionado a ondas mais importante é aquele dado pela equação (1). Arhens (1987, apud VAN DER MEER, 1995) modificou o parâmetro de estabilidade considerando a inclinação de onda local, e não necessariamente, a inclinação de onda em águas profundas:

$$N_s^* = N_s s_p^{1/3}$$

(9)

Onde:

N_s^* = parâmetro de estabilidade espectral [-];

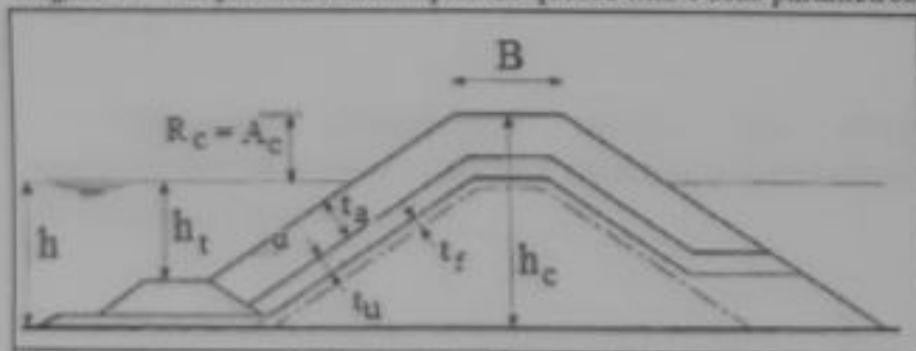
N_s = parâmetro de estabilidade [-];

s_p = empinamento estimado da onda [-].

• Relacionados à seção transversal

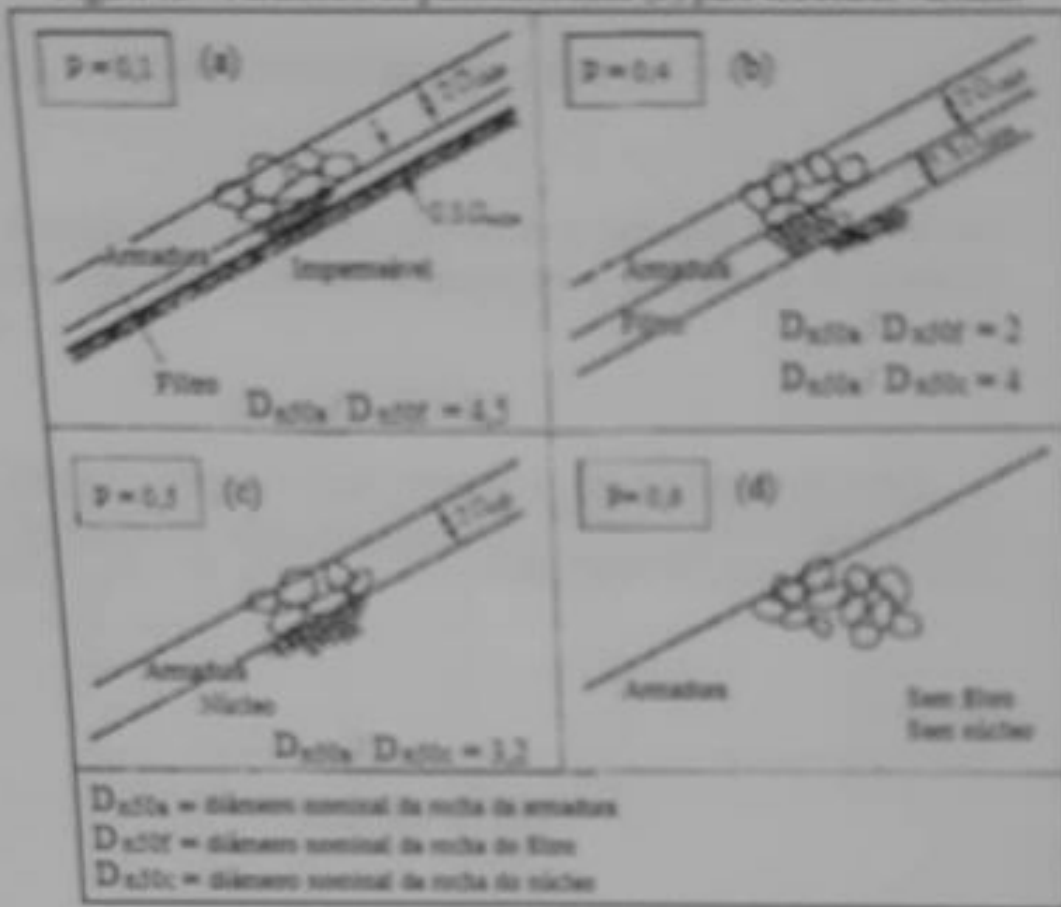
A Figura 11 apresenta alguns dos parâmetros relacionados à seção transversal do quebra-mar. Outro importante parâmetro é o de permeabilidade (P), que está relacionado ao volume de água que penetra na estrutura e, portanto depende da composição da mesma (Figura 12). Pode ser determinado através de simulações físicas e/ou modelos numéricos ou então, ser julgado pelo projetista.

Figura 11 - Seção transversal típica de quebra-mar e seus parâmetros



Fonte: Van der Meer (1995).

Figura 12 - Parâmetro de permeabilidade (P) para estruturas variadas



Fonte: adaptado de Van der Meer (1995).

Relacionados à reação da estrutura

Estruturas estaticamente estáveis são descritas pelo desenvolvimento do dano, como por exemplo, o deslocamento de rochas ou blocos na estrutura:

$$S = A_e D_{se}^2 \quad (10)$$

Onde:

S = nível de dano [-];

A_e = área erodida próxima ao nível d'água [m²];

$D_{n,50}$ = diâmetro nominal da rocha [m].

A tabela abaixo apresenta valores de projeto para nível de dano em estruturas com duas camadas de armadura e conforme a inclinação do talude:

Tabela 2 – Valores de S para estrutura em duas camadas de armadura

Talude	Dano inicial	Dano intermediário	Falha
1:1,5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Fonte: Van der Meer (1995).

- Cálculo da largura do coroamento da estrutura (B) com base na transmissão de ondas

A transmissão de ondas pode ser descrita por:

$$C_t = a R_f/D_{n,50} + b \quad (11)$$

$$a = 0,031 H_f/D_{n,50} - 0,24 \quad (12)$$

$$b = -5,24s_{sp} + 0,0323 H_f/D_{n,50} - 0,0017 (B/D_{n,50})^{1,34} + 0,51 \quad (13)$$

Sendo:

C_t = coeficiente de transmissão de ondas [-];

a = coeficiente dado pela equação (12) [-];

R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];

D_{n50} = diâmetro nominal da rocha [m];

b = coeficiente dado pela equação (13) [-];

H_i = altura da onda incidente [m];

s_{op} = empinamento estimado de onda [-];

B = largura do coroamento da estrutura [m].

Para quebra-mares convencionais os valores máximo e mínimo do coeficiente de transmissão de ondas são 0,75 e 0,075 respectivamente. E a equação (11) é válida para:

$$1 < H_i/D_{n50} < 6 \text{ e } 0,01 < s_{op} < 0,05 \quad (14)$$

Ainda, a largura mínima do coroamento da estrutura (B_{min}) deve respeitar:

$$B_{min} = (3 \text{ a } 4)D_{n50} \quad (15)$$

Com:

D_{n50} = diâmetro nominal da rocha [m].

- Cálculo da espessura das camadas de rocha

A espessura das camadas da estrutura é dada por:

$$t_a = t_u = t_f = \eta \kappa_t D_{n50} \quad (16)$$

Sendo:

t_a = espessura da camada de armadura [m];

t_u = espessura da sub-capa [m];

t_f = espessura da camada de filtro [m];

η = número de camadas [-];

κ_t = coeficiente de espessura de camada (Quadro 2) [-];

D_{n50} = diâmetro nominal da rocha [m].

Quadro 2 – Valores de κ_t com base na forma da rocha e seu posicionamento na estrutura

Forma da rocha	Posicionamento na estrutura	κ_t
Irregular	Aleatório	0,75
Irregular	Especial	1,05 – 1,20
Semi-arredondada	Aleatório	0,75
Semi-arredondada	Especial	1,10 – 1,25
Muito arredondada	Aleatório	0,80
Muito arredondada	Especial	1,05-1,20

Fonte: elaborado com base em CIRIA, CUR, CEMEF (2007).

- Cálculo do diâmetro nominal de rocha D_{n50}

Van der Meer (1995) diferencia o cálculo do diâmetro nominal de rocha para condições de águas profundas e rasas. A

Figura 13 demonstra a validade das equações apresentadas nos subitens a seguir.

Figura 13 – Validade das equações para cálculo de D_{n50}

	Profundidade de água		
	Águas muito rasas	Águas rasas	Águas profundas
Parâmetros: h/H_{s-pe} $R_{Ht} = H_{s-pe}/H_s$	$\approx 1,5$ a ≈ 2 < 70%	< 3 70% < R_{Ht} < 90%	> 3 > 90%
Eq. de estabilidade Eq. (17) e (18)			
Eq (22) e (23)			

Fonte: adaptado de CIRIA, CUR, CERMEF (2007).

- Em condições de águas profundas

$$H_s/\Delta D_{n50} = 6,2P^{0,18}(S/\sqrt{N})^{0,2}\xi_m^{-0,5} \quad (17)$$

$$H_s/\Delta D_{n50} = 1,0P^{-0,13}(S/\sqrt{N})^{0,2}(\sqrt{\cot\alpha})\xi_m^P \quad (18)$$

$$\xi_{mc} = [6,2P^{0,31}\sqrt{\tan\alpha}]^{1/(P+0,5)} \quad (19)$$

Sendo:

H_s = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

P = parâmetro de permeabilidade da estrutura [-];

S = nível de dano da estrutura [-];

N = número de ondas em evento de tempestade [-];

ξ_m = parâmetro de quebra de onda [-];

α = inclinação do talude da estrutura [°];

ξ_{mc} = parâmetro crítico de quebra de onda [-];

D_{n50} = diâmetro nominal da rocha [m].

A equação (17) é utilizada para ondas mergulhantes e a equação (18) para ondas *surging*. A classificação é dada por:

$$\xi_m < \xi_{mc} \Rightarrow \text{ondas mergulhantes} \Rightarrow \text{Equação (17)} \quad (20)$$

$$\xi_m > \xi_{mc} \Rightarrow \text{ondas } \textit{surging} \Rightarrow \text{Equação (18)} \quad (21)$$

Com:

ξ_m = parâmetro de quebra de onda [-];

ξ_{mc} = parâmetro crítico de quebra de onda [-].

O número máximo de ondas em tempestade para validade das equações descritas é de 7500. Após esse número a estrutura praticamente atingiu equilíbrio (VAN DER MEER, 1995).

As equações para águas profundas atendem condições de inclinação fictícia de ondas (s_{om}) entre 0,005 e 0,06.

As massas específicas das rochas ensaiadas compreendem intervalo entre 2.000 kg/m³ e 3.100 kg/m³.

• Em condições de águas rasas

$$H_{2\%}/\Delta D_{cs0} = 8,7P^{0,18}(S/\sqrt{N})^{0,2}\xi_m^{-0,3} \quad (22)$$

$$H_{2\%}/\Delta D_{cs0} = 1,4P^{0,13}(S/\sqrt{N})^{0,2}(\sqrt{\tan\alpha})\xi_m^P \quad (23)$$

Onde:

$H_{2\%}$ = altura de onda excedida por 2% das ondas na distribuição de Rayleigh [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

P = parâmetro de permeabilidade da estrutura [-];

S = nível de dano da estrutura [-];

N = número de ondas em evento de tempestade [-];

ξ_m = parâmetro de quebra de onda [-];

α = inclinação do talude da estrutura [°];

ξ_{mc} = parâmetro crítico de quebra de onda [-].

A equação (22) é utilizada para ondas mergulhantes e a equação (23) para ondas *surging*. A classificação de ondas é dada pelas equações (20) e (21).

Van der Meer (1995) sugere utilizar as equações (17) e (18) substituindo H_s por $H_{2\%}$, obtendo assim, resultados mais conservadores.

Tanto para condições de águas profundas quanto de águas rasas, recomenda-se que a gradação de rochas D_{85}/D_{15} seja mais fechada, inferior a 2,25. Gradações mais abertas podem levar a maiores danos na estrutura.

- Proteção do pé da estrutura

Se a rocha no pé da estrutura for de mesma dimensão daquela da armadura, o pé será estável (VAN DER MEER, 1995). No entanto, reduções podem ser feitas, garantindo ainda assim a estabilidade.

$$H_s/\Delta D_{150} = (0,24h_s/h + 1,6)N_{od}^{0,15} \quad (24)$$

Onde:

H_s = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

h_e = altura da coluna d'água acima do pé da estrutura [m];

h = altura da coluna d'água a partir da base da estrutura [m];

N_{ed} = nível de dano (Quadro 3) [-].

Quadro 3 – Nível de dano (N_{ed}) para estabilidade do pé da estrutura

N_{ed}	Ocorrência
0,5	Início de dano
2,0	Início de achatamento
4,0	Achatamento completo

Fonte: elaborado com base em Van der Meer (1995).

A equação (24) é válida para $0,4 < h_e/h < 0,9$ e $3 < h/D_{50} < 25$.

Para o comprimento do pé da estrutura adota-se:

$$B_{pe} = (2 \text{ a } 3)D_{50} \quad (25)$$

Na qual:

B_{pe} = comprimento do pé da estrutura [m];

D_{50} = diâmetro nominal da rocha [m].

A altura do pé da estrutura tem dimensão igual à largura da camada da armadura (t_a).

- Cabeças do quebra-mar

Segundo Jensen (1984, apud VAN DER MEER 1995) quando a onda é forçada a quebrar na cabeça arredondada do quebra-mar, a estrutura é sujeita a velocidades e energia de ondas bastante fortes. Recomenda-se então utilizar armaduras mais pesadas nessas áreas, a fim de garantir a mesma estabilidade presente ao longo da estrutura.

Não existe regra para o reforço das cabeças do quebra-mar. Normalmente a massa da rocha/bloco pode ser incrementada em 1 a 4 vezes que a massa das unidades da armadura da estrutura. Para rochas usualmente o fator de incremento é próximo a 1.

- Sub-capa

Se o projetista optar pelo emprego de sub-capas nas estruturas, Van der Meer (1995) recomenda a adoção de rochas com massa nominal entre 1/10 e 1/15 da massa de rocha adotada na armadura, o que confere diâmetros nominais de rocha entre 2,2 e 2,3 menores que o D_{n50} da armadura.

2.4.1 Cálculo do fator de redução r_D

O fator de redução r_D é dado por (VAN DER MEER & PILARCZYK, 1990):

$$r_D = [1,25 - 4,8(R_c/H_s)\sqrt{(s_{op}/2\pi)}]^{-1} \quad (26)$$

Onde:

R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];

H_s = altura significativa de onda [m];

s_{op} = inclinação fictícia de onda [-].

A equação (26) é limitada a $0 < (R_c/H_s)\sqrt{(s_{op}/2\pi)} < 0,52$.

2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA LINHA DE COSTA

3.1 EQUAÇÃO PARABÓLICA DE HSU & EVANS (1989)

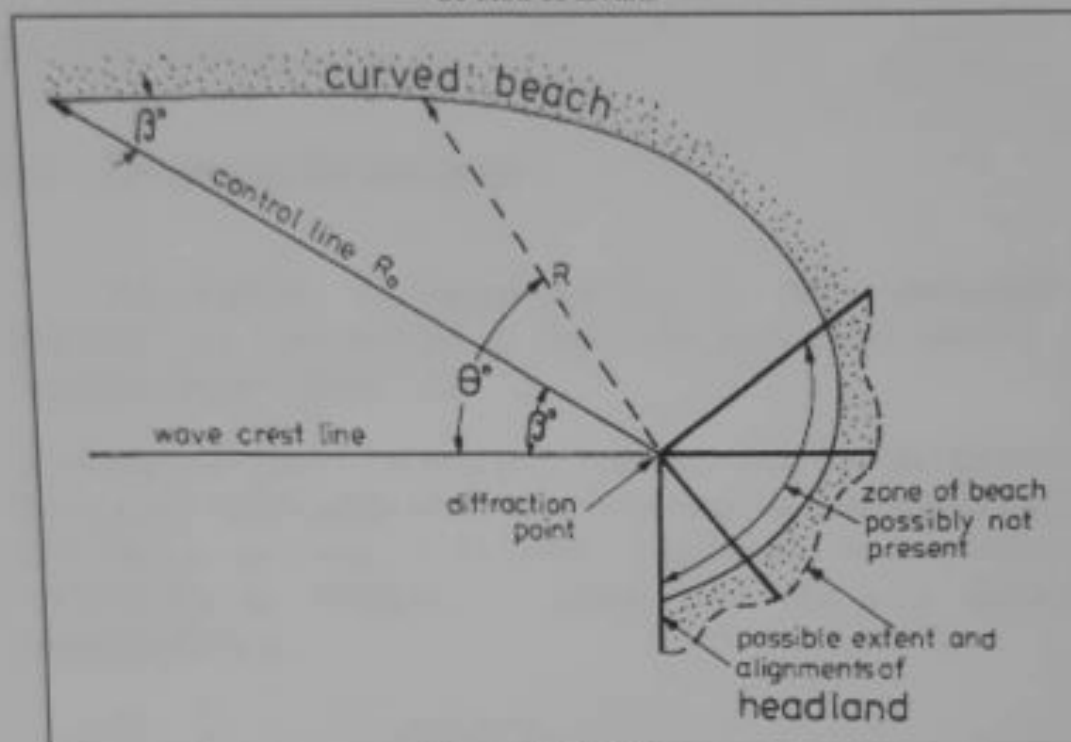
O comportamento da linha de costa frente à implantação das estruturas pode ser verificado através da aplicação da equação parabólica de Hsu & Evans (1989). Trata-se de uma forma simplificada de estimar a forma de praia resultante do uso dos quebra-mares.

Esse modelo empírico representa matematicamente a formação de praias de enseada, incorporando como parâmetros diretos a geometria da costa, a direção de ondas e seu ponto de difração. A equação (27) proposta por Hsu & Evans (1989) tem como principais variáveis o comprimento da linha de controle (R) e o ângulo β formado entre a direção das ondas e a linha de controle (Figura 14).

O ponto de difração consiste no último ponto de interação das ondas que chegam à costa, a partir do qual sofrem difração e propagam-se em direção à praia determinando sua forma. Aplicado a quebra-mares, tem-se como ponto de difração o ponto da estrutura a partir do qual as ondas difratam em direção à costa.

$$R_N/R_0 = C_0 + C_1(\beta/\theta_N) + C_2(\beta/\theta_N)^2 \quad (27)$$

Figura 14 – Representação esquemática dos parâmetros da equação parabólica de Hsu & Evans



Fonte: HSU (2005)

Como esse modelo considera que a direção de ondas é tangente à seção reta da costa, sua aplicação é recomendada para costas de micro-marés dominadas pela ação de ondas (HSU & EVANS, 1989 *apud* SILVEIRA *et al.*, 2010). Para realizar esta análise será utilizado o *software* Mepbay®, ferramenta de fins educacionais que permite a aplicação rápida e eficiente da equação parabólica de Hsu & Evans (1989). Nesse *software* o usuário insere uma imagem aérea da área de estudo e define os pontos de controle, obtendo como resultado a parábola que define a linha de costa.

3 RESULTADOS

3.1 PREMISSAS

3.1.1 Localização das estruturas

Foi realizado o dimensionamento de dois quebra-mares localizados na zona costeira da região de Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES.

A coordenadas planas dos pontos de base para cada uma das estruturas bem como a profundidade nestes locais encontram-se ilustradas na Figura 15 e listadas no Quadro 4. O Quadro 5 apresenta os comprimentos aproximados das estruturas, o espaço entre elas e a distância perpendicular à costa.

Figura 15 – Locação da construção dos quebra-mares



Fonte: Próprio autor

Quadro 4 – Coordenadas de base para projeto dos quebra-mares

Identificação da estrutura	Ponto de base	Coordenadas		Profundidade média
		S	W	Z
A	P1	-18,95311	-39,74074	4,0
	P2	-18,953083	-39,736472	
	P3	-18,950545	-39,735067	5,0
B	P4	-18,953331	-39,737712	4,0
	P5	-18,953303	-39,736471	
	P6	-18,954873	-39,735278	5,0

O *datum* vertical adotado é o zero topográfico do IBGE;

O *datum* horizontal adotado tem sistema de coordenadas UTM, SIRGAS 2000, Zona 25S.

Quadro 5 – Comprimentos e distâncias aproximadas dos quebra-mares em planta

Identificação da estrutura	Comprimento (L_B)	Distância à próxima estrutura (G_B)	Distância perpendicular à costa (até o enrocamento)
A	746 m	25 m	170 m
B	383 m	25 m	170 m

3.2 RESULTADOS OBTIDOS NO DIMENSIONAMENTO DOS QUEBRA-MARES

3.2.1 Quebra-mar A

Quadro 6 – Resultados obtidos no dimensionamento do quebra-mar A

Dados		Resultados			
$H_s +0,30$	2,0 m		$R_c = A_c$	2,0 m	
T_p	12,0 s		s_{op}	0,013	
T_m	7,0 s		s_{om}	0,025	
h	4,0 m		ξ_p	4,70	
h_c	4,5 m		ξ_m	3,50	
talude	1V:2H		C_t	0,16	
B	4,0 m		L	38,75 m	
n_a	3		N_s	1,50	
k_t	0,75		Δ	1,6	
P	0,5		Tronco	D_{n50a}	0,77 m
N	7.500			r_D	0,73
S	2,0			D_{n50} adotado	0,85 m
$N_{od_pé}$	0,5			M_{n50}	1594 kg
$h_{pé}$	2,0 m			$t_a + t_u$	2,50 m
h_t	2,0 m	$D_{n50núcleo}$		0,30 m	
g	9,81 m/s ²	$M_{n50núcleo}$		55,0 kg	
ρ_a	2.600 kg/m ³	Cabeça		D_{n50a} adotado	0,85 m
ρ_w	1.025 kg/m ³			M_{n50}	1594 kg
				t_a	2,5 m
			$D_{n50núcleo}$	0,25 / 0,50 m	
			$M_{n50núcleo}$	31,0 / 255,00 kg	
		Pé	D_{n50a} adotado	0,85 m	

3.2.2 Quebra-mar B

Quadro 6 – Resultados obtidos no dimensionamento do quebra-mar B

Dados		Resultados			
$H_s +0,30$	2,0 m		$R_c = A_c$	1,5 m	
T_p	12,0 s		S_{op}	0,0132	
T_m	7,0 s		S_{om}	0,026	
h	5,0 m		ξ_p	4,71	
h_c	4,0 m		ξ_m	3,53	
talude	1V:2H		C_t	0,162	
B	4,0 m		L	40,75 m	
n_a	3		N_s	1,50	
k_t	0,75		Δ	1,61	
P	0,5		Tronco	D_{n50a}	0,77 m
N	7.500			r_D	0,74
S	2,0			D_{n50} adotado	0,97 m
$N_{od_pé}$	0,5			M_{n50}	2342 kg
$h_{pé}$	2,5 m			$t_a + t_u$	2,50 m
h_t	2,5 m	$D_{n50núcle}$ o		0,30 m	
g	9,81 m/s ²	$M_{n50núcl}$ eo		55,0 kg	
ρ_a	2.600 kg/m ³	Cabeça	D_{n50a} adotado	0,97 m	
ρ_w	1.025 kg/m ³		M_{n50}	2342 kg	
			t_a	2,5 m	
			$D_{n50núcle}$ o	0,25 / 0,50 m	
			$M_{n50núcl}$ eo	31,0 / 255,00 kg	
		Pé	D_{n50a} adotado	0,97 m	

4 DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1 GEOMETRIA DAS ESTRUTURAS

Todas as estruturas foram dimensionadas com talude de 1V:2H. Taludes mais inclinados, como por exemplo, de 1V:1,5H, não ofereceram a estabilidade necessária.

A altura da estrutura acima do NA variou entre 1,7 m e 2,0 m. Isso significa que, aproximadamente:

- a) 1,5 m da altura das estruturas são aparentes em MLLW;
- b) Em níveis de água superiores ao MHHW as estruturas encontram-se submersas.

Dada a distância das estruturas à costa, para um observador situado na faixa de areia da praia, mesmo quando em níveis de maré inferiores ao MSL, as estruturas são praticamente imperceptíveis, atendendo ao requisito de interferirem o menos possível na paisagem.

Para todos os quebra-mares, a largura de coroamento de 4 m atendeu aos limites de validade da fórmula proposta por Van der Meer & Daemen (1994): $0,075 < C_1 < 0,75$ (para quebra-mares convencionais, incluindo *low crested*).

4.2 ARMADURA

Os tamanhos de rocha dimensionados para o tronco de cada um dos quebra-mares apresentaram-se bastante próximos, na média de 1594 kg. Portanto, para todos serão admitidas rochas na faixa de 2342 a 2400 kg, considerando tolerância de cerca de 10% em peso, conforme recomendação do CEM (CERC, 2000).

Para cálculo do tamanho de rocha da armadura da cabeça dos espigões, aplicou-se fator de incremento de 1,3 à massa nominal da rocha da armadura do tronco. Como os tamanhos nominais de rocha

obtidos foram similares entre os seis quebra-mares, serão admitidas rochas entre 2342 e 2600 kg, com tolerância aproximada de 10% em peso.

A largura da camada de armadura do tronco adotada será a mesma para todas as estruturas: 2,50 m. Essa é de cerca de duas vezes o diâmetro nominal da rocha componente, estando em conforme com o recomendado e metodologia adotada.

Para a cabeça, a largura da camada de armadura será maior em função do maior diâmetro nominal de rocha. Adotar-se-á largura de 2,50 m, ligeiramente mais conservadora que a largura média de 1,97 m calculada. Optou-se por alargar a camada em função da cabeça ser bastante submetida à energia das ondas, requerendo maior resistência, consideração esta conservadora.

4.3 SUB-CAPA E NÚCLEO

Em acordo à recomendação de Van der Meer (1995) e calculando o tamanho de rocha para a camada inferior à armadura, obtiveram-se rochas de massa de aproximadamente 30 kg para a sub-capa do tronco e 48 kg para a sub-capa da cabeça. Para o núcleo, as rochas seriam de 5 kg para o tronco, e 8 kg para a cabeça.

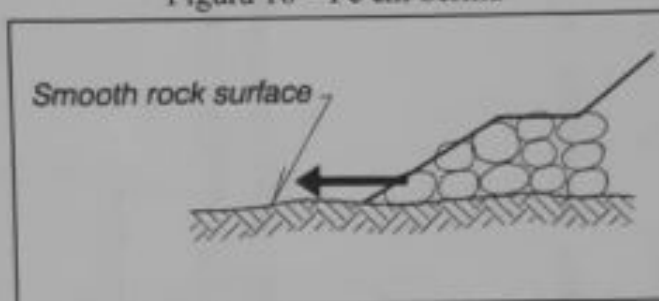
Na prática, executar tais camadas com tais tamanhos de rocha é bastante complicado, tanto pelo controle do tamanho dessas rochas, quanto pela quantidade de material perdido ao compor o núcleo. Assim, optou-se por incorporar ambos em uma única camada: abaixo da camada armadura, a estrutura será composta de rochas entre 30 kg e 250 kg, tanto para o tronco quanto para a cabeça. Esta decisão teve como base conversa do autor com profissional especialista na área e com vivência em grande número de projetos. A justificativa foi apoiada nas explicações fornecidas pela fonte.

Sub-capas com diâmetros maiores de rocha resultam em camadas mais permeáveis, logo, mais estáveis. Além disso, rochas maiores promovem maior embricamento entre as rochas do núcleo e da armadura, conferindo também maior estabilidade à estrutura.

4.4 PÉ E ACOMODAÇÃO DA ESTRUTURA

A finalidade de adoção de pé em berma na estrutura é suportar a armadura principal e prevenir danos causados pela erosão na base da estrutura. Dados geotécnicos do solo na base da estrutura são desconhecidos, portanto, admitiu-se que o solo tem suporte tal que permita a adoção de pé simples em berma, conforme Figura 15.

Figura 16 – Pé em berma



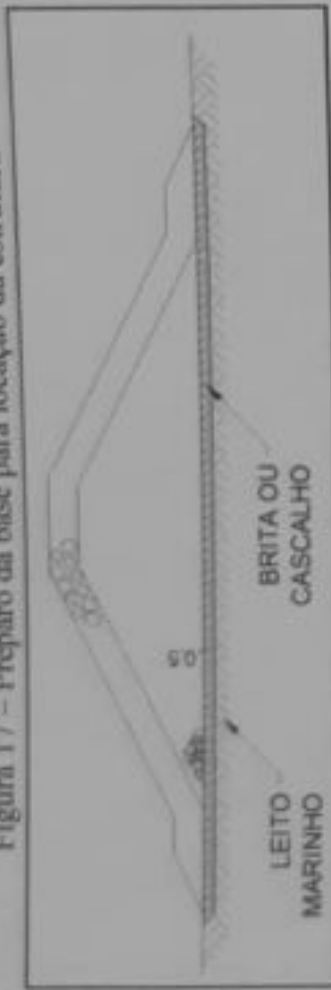
Fonte: CERC (2000).

Para maior facilidade construtiva, o tamanho de rocha adotado será o mesmo da armadura e a altura do pé igual à largura da faixa de armadura. Quanto ao comprimento do pé, admitiram-se comprimentos de 1,50 m em ambos lados da estrutura. Este comprimento respeita o mínimo de duas vezes o D_{150} da rocha utilizada.

Para melhor acomodação da estrutura no leito marinho pode-se retirar uma camada de solo de cerca de 0,50 m de profundidade nas áreas onde as estruturas estão locadas. Esse espaço é então preenchido com brita ou cascalho (Figura 17).

Figura 23 – Seção transversal típica da cabeça do quebra-mar F

Figura 17 – Preparo da base para locação da estrutura



Outra opção é a aplicação de manta geotêxtil sobre o leito marinho, dispensando a retirada da camada de solo e sendo de fácil execução. Ressalta-se que se deve atentar na colocação das rochas sobre a manta, evitando que danifiquem o produto.

4.5 SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS

As figuras a seguir apresentam as seções transversais das cabeças e troncos dos dois quebra-mares dimensionados.

4.6 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Para comparação dos resultados obtidos para o diâmetro nominal de rocha (D_{n50}), calculou-se o para as estruturas através do *website* CRESS (<http://www.cress.nl/Regel.aspx>). Trata-se de uma iniciativa conjunta do Ministério de Infraestrutura e Desenvolvimento dos Países Baixos, da Universidade TU Delft e da UNESCO-IHE e contém rotinas para cálculo de fórmulas importantes para engenharia costeira e fluvial (CRESS, 2014).

A rotina adotada no CRESS foi a "*Submerged structures statically stable*" que engloba também estruturas *low-crested* emersas, uma vez que permite valores de R_c maiores que zero.

Os parâmetros de entrada são:

- a) H_c = altura significativa de onda [m]
- b) γ_s = massa específica da rocha da armadura [kg / m^3];
- c) γ_w = massa específica da água [kg / m^3];
- d) R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];
- e) Segmento do quebra-mar.

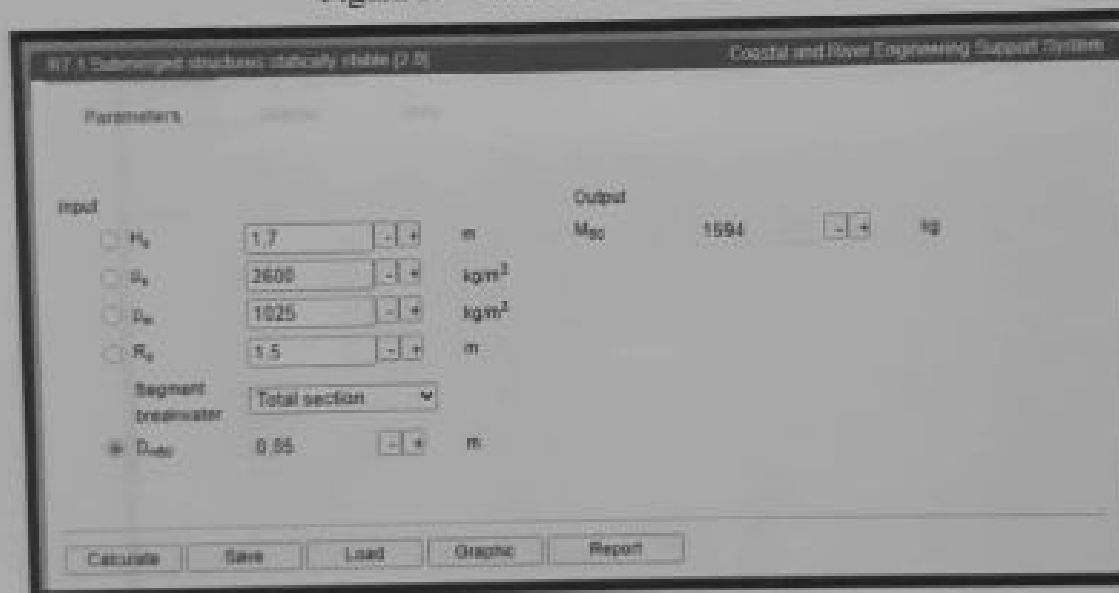
Como resultado a rotina fornece a massa nominal de rocha (M_{50}), e conseqüentemente, o diâmetro nominal de rocha (D_{n50}).

Foram calculados quatro casos, variando o parâmetro R_c . Os parâmetros de entrada e os resultados obtidos encontram-se no Quadro 7. A Figura 19 / 20 apresenta a interface do programa para um dos casos calculados e a Figura 21 apresenta exemplo de relatório emitido pelo CRESS.

Quadro 7 – Parâmetros de entrada e resultados obtidos em rotina de cálculo do CRESS

		Caso 1
Parâmetros de entrada	H_s	1,70 m
	Γ_s	2.600 kg/m ³
	Γ_w	1.025 kg/m ³
	R_c	2,0 m
	Segmento	Total section
Resultados	M_{50}	1594 kg
	D_{n50}	0,85 m

Figura 19 – Interface do CRESS



Quadro 8 – Parâmetros de entrada e resultados obtidos em rotina de cálculo do CRESS

		Caso 2
Parâmetros de entrada	$H_s + 0,30$	2,0 m
	γ_s	2.600 kg/m ³
	γ_w	1.025 kg/m ³
	R_c	1,50 m
	Segmento	Total section
Resultados	M_{50}	2342 kg
	D_{n50}	0,97 m

Figura 20 – Interface do CRESS

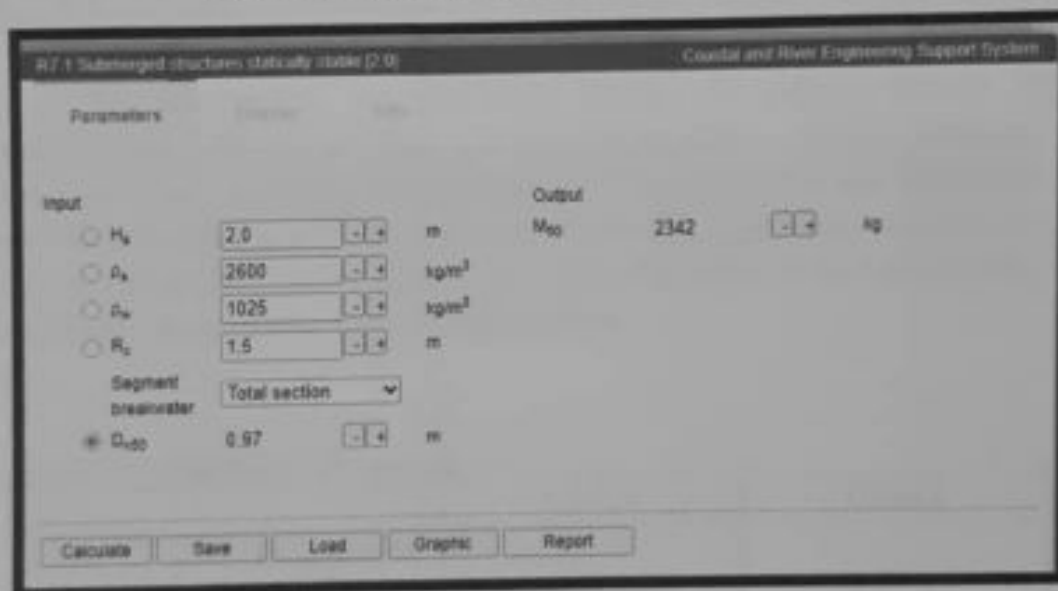


Figura 21 – Exemplo de relatório gerado pelo CRESS + Crítico

R7.1 Submerged structures statically stable2.0		
Input	Output	
	M_{50}	2342 kg
H_c	2,0	m
ρ_s	2600 kg/m ³	
ρ_w	1025 kg/m ³	
R_c	1.50	m
Segment breakwater Total section		
D_{n50}	0.97	m

Em comparação aos resultados obtidos no cálculo através da metodologia indicada no item 2.2 percebe-se que o CRESS forneceu resultados mais conservadores (Quadros 7 / 8), próximos aos resultados obtidos antes de reduzir o D_{n50} através do fator r_D e próximos também ao D_{n50} da cabeça dos quebra-mares, que, na metodologia, foram majorados em função de sofrerem maiores solicitações.

Quadro 9 – Comparação de resultados

		Caso 1	Caso 2
Metodologia descrita no item 3	D_{n50} tronco antes de aplicar o r_D	0,77 m	0,77 m
	D_{n50} tronco com r_D	0,73 m	0,74 m
	D_{n50} cabeça com r_D	0,77 m	0,78 m
CRESS	M_{50}	1594 kg	2342kg
	D_{n50}	0,85 m	0,97 m

4.7 VOLUMES ESTIMADOS DE MATERIAL

Com base nas seções transversais típicas e comprimentos dos quebra-mares foi possível estimar a quantidade de material necessária a execução da obra. Considerou-se perda em 15% de volume, decorrente das atividades de execução que podem ocasionar em quebra de blocos, não atendendo mais aos requisitos de projeto. O Quadro 10 apresenta os resultados dos cálculos desses volumes.

Quadro 10 – Volumes estimados de material

	VOLUMES [m ³]		
	ARMADURA	NÚCLEO	PREPARO DA BASE
	Cabeça / Tronco		
A	70000	51490	11563
B	30000	35000	6000
Total considerando perda	100000	86490	17563

Ressaltando que os materiais são:

Quadro 11 – Descritivo de materiais

Armadura	Cabeça	Rochas 2342 - 2600 kg
	Tronco	Rochas 2342 - 2400 kg
Núcleo		Rochas 30 - 250kg
Preparo da base		Brita ou cascalho

4.8 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Quebra-mares *low-crested* podem ser construídos por terra ou por água ou pela combinação entre ambos. Por terra, constroem-se aterros de conquista, partindo do continente até a estrutura, para que equipamentos de terra como caminhões, escavadeiras e guindastes possam circular. Finalizada a construção do quebra-mar, essa estrutura de acesso é removida. Como vantagem tem-se a maior velocidade de execução, uma vez que dependendo da elevação da estrutura, pouco ou nada da execução é influenciada pelos níveis de maré e clima de ondas; e o material que chega da jazida através de caminhões é diretamente levado pelos próprios veículos até a estrutura, não havendo necessidade de embarcar o material. Como desvantagem, têm-se os custos da construção da estrutura temporária e a dificuldade da completa remoção da mesma (quando em rocha), na qual o material remanescente pode causar acidentes a quem frequenta o local.

Outra opção é, em caso de associar estruturas rígidas à alimentação artificial de praia, utilizar o próprio material da alimentação para construir o aterro de conquista. No entanto, nem sempre a alimentação artificial da praia antecede a construção de estruturas rígidas, pois pode haver grande perda de material.

Materiais:

As pedras destinadas à construção dos enrocamentos deverão situar-se dentro das especificações de qualidade e forma geométrica exigidas no projeto. As pedras deverão ser perfeitamente sãs, duras, de superfícies angulosas e sem qualquer vestígio de alteração ou possibilidade de alteração futura pela ação da água do mar ou das intempéries. Não poderão fazer parte do material do enrocamento materiais como: vegetais, argilas, terras ou outros materiais estranhos à rocha. Os blocos de rocha não deverão possuir vazios, fissuras, superfícies de fratura nem outras imperfeições ou defeitos que possam favorecer às fraturas nas operações de transporte e colocação assim como durante sua exposição às intempéries. O peso específico da rocha deverá ser de 2,65 t/m³, com tolerância de +/- 15%, com índice de absorção de água inferior a 4%. Quando houver ocorrência de veios de rocha com suspeita de alteração, serão feitos testes para determinação da adequabilidade da pedra do enrocamento. A rocha alterada removida para exploração da

rocha sã, não poderá ser aproveitada no enrocamento. Os ensaios deverão ser realizados em 4 (quatro) amostras e executados de acordo com as Normas brasileiras NBR 9778/87 e NBR 7680 ou A.S.T.M. – D2938/71. As pedras das camadas não devem ser chatas nem alongadas, devem possuir forma geométrica o mais próxima possível da cúbica, com faces aproximadamente retangulares, onde a dimensão maior será, no máximo, o triplo da menor. Os enrocamentos estão caracterizados pela locação, seções transversais e perfil longitudinal definidos nos desenhos em anexo. A granulometria das pedras e os seus respectivos volumes estimados para os enrocamentos em suas diversas camadas deverão obedecer a especificação constante no desenho, dentro dos valores descritos na Quadro 11. As pedras deverão ser classificadas na pedreira comparando-se com unidades-padrão que correspondem aos limites de cada tipo de pedra e ao peso médio.

5 CONCLUSÃO

Em cumprimento aos objetivos deste projeto, foi estudado e dimensionado um campo de quebra-mares com a finalidade de conter a erosão costeira na zona costeira da Região de Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES. Essas estruturas são uma entre diversas alternativas possíveis de se abordar os problemas causados pela erosão costeira.

As estruturas foram projetadas com base em manuais e artigos correspondentes ao tema de estudo e a geometria final obtida permite enquadrar todas na categoria de obras costeiras *low-crested*. Trata-se de um projeto de fase conceitual que fornece subsídios a estudos de viabilidade social, técnica e econômica para escolha da solução que melhor se enquadra às necessidades do município.

REFERÊNCIAS

BURCHARTH, H. F., HAWKINS, S. J., ZANUTTIGH, B. & LAMBERTI, A.. **Environmental Design Guidelines for Low Crested Coastal Structures**. 1ª ed. Elsevier. 2007.

CERC. **Functional Design of Breakwaters for Shore Protection: Empirical Methods**. Vicksburg, 1990.

CERC. **Coastal Engineering Manual**. Estados Unidos, 2000.

CIRIA, CUR & CERMEF. **The Rock Manual: the use of rock in hydraulic engineering**. 2nd ed. London: C683, CIRIA, London. 2007.

COASTAL MORPHOLOGY GROUP. **Living with coastal change - coastal basics**. 2003. Disponível em <http://coastalchange.ucsd.edu/st3_basics/beaches.html> Acesso em 24 Out. 2014.

COSTA, M. & SOUZA, S. T.. **A Zona Costeira Pernambucana e o caso especial da Praia de Boa Viagem**. Londrina, 2002.

CPE. **Alternativas de Obras de Proteção Costeira - Projeto Básico de Engenharia para o Município de Recife – PE**. Florianópolis, 2011.

CRESS. **Coastal and River Engineering Support System**. Disponível em: <<http://www.cress.nl/About.aspx>> Acesso em 24 Nov. 2014.

DAILY MAIL. **Mail Online News**. 2011. Disponível em: <<http://www.dailymail.co.uk/news/article-2052475/Entries-years-Environmental-Photographer-Year-Competition.html>> Acesso em 26 Out. 2014.

ESCP. **Coastal Flooding & Erosion Risk**. 2014. Disponível em: <<http://www.escp.org.uk/coastal-flooding-erosion-risk-management>> Acesso em 28 Out. 2014.

MAI. **Monitoramento Ambiental Integrado, PE - Relatório Final, Recife – PE**. FINEP, 2009.

GORE, A. **O Futuro**. 1ª ed. São Paulo: HSM Editora. 2013.

HARDAWAY, C. S. & GUNN, J. R. **A brief history of headland breakwaters for shore protection in Chesapeake Bay, USA.** *Shore & Beach*, Vol. 78 (4) e Vol. 79 (1). 2011. 26-34 pp.

HINRICHSEN, D. **Coastal Waters of the World: Trends, Threats, and Strategies.** Washington D.C.: Island Press. 1998.

HSU, J. R. C.; BENEDET, L.B.; KLEIN, A. H. F.; RAABE, A. L. A.; TSAI, C. P. & HSU, T. W. **Appreciation of Static Bay Beach Concept for Coastal Management and Protection.** *Journal of Coastal Research*, Vol. 23 (5), United States, 2007.

HSU, J. R. C. **Engineering Applications of Coastal Geomorphology.** Springer. Netherlands, 2005.

HSU, J. R.-C. & EVANS, C. **Parabolic bay shapes and applications.** London, ICE. 1989.

IPCC. **Climate Change 2013: The Physical Science Basis.** 2013. Disponível em: <<http://www.ipcc.ch/report/graphics/index.php?t=Assessment%20Reports&r=AR5%20-%20WG1&f=Chapter%2013>> Acesso em 2 Nov. 2014.

ITEP. **RIMA - Relatório de Impacto Ambiental - Recuperação da Orla Marítima Municípios de Jaboatão dos Guararapes, Recife e Olinda (Pernambuco).** 2012. Disponível em: http://www.cprh.pe.gov.br/downloads/rima_recuperacao_orla_maritima.pdf. Acesso em 20 Nov. 2014.

KOERNER, K. F.; OLIVEIRA, U. R.; GONÇALVES, G. **Efeito de estruturas de contenção à erosão costeira sobre a linha de costa: Balneário Hermenegildo, Rio Grande do Sul, Brasil.** 2013. *Revista da Gestão Costeira Integrada* 13 (4), 457-471 pp.

MAI, C. I. P. **Apresentação: MAI - Erosão Costeira.** MMA. 2007. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/estruturas/219/_arquivos/populao_zona_costeira.pdf> Acesso em 26 Out. 2014.

MAI. Monitoramento Ambiental Integrado, PE. FINEP/UFPE Relatório Final – Vols. 1, 2 e 3. Financiadora de Estudos e Projetos – FINEP, Recife - PE, Brasil, 2009. 485 pp.

MAPLAC. Mapeamento Sonográfico e batimétrico da Plataforma Continental interna adjacente aos municípios de Recife e Jaboatão dos Guararapes-PE para a caracterização da dinâmica erosiva da região da região - MCT/UFPE. Relatório Final. Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Recife - PE, Brasil, 2010. 32 pp.

NOAA. NOAA's State of the Coast. Disponível em: <<http://stateofthecoast.noaa.gov/population/welcome.html>> Acesso em 26 Out. 2014. 2013

OLIVEIRA, S. M. C.. Evolução Recente da Linha de Costa no Troço Costeiro Forte Novo – Garrão (Algarve). Tese (Mestrado) – Universidade de Lisboa, Faculdade de Ciências, Lisboa, 2005.

PROCOSTA, Processos Erosivos na Costa dos Municípios de Recife e Jaboatão dos Guararapes, Pernambuco, Brasil - MCT/UFPE. Relatório Final. Ministério da Ciência e Tecnologia – MCT, Recife - PE, Brasil, 2010. 153 pp.

SILVEIRA, L. F., KLEIN, A. H. d. F. & TESSLER, M. G. Headland-bay beach planform stability of Santa Catarina State and of the Northern Coast of São Paulo State. Brazilian Journal of Oceanography, 58(2). 2010

Tho, D. Paper Blog. 2013. Disponível em <<http://es.paperblog.com/paseo-por-pedregalejo-2235300/>> Acesso em 28 Out. 2014.

USGS. Coastal Change Hazards: Hurricanes and Extreme Storms. 2014. Disponível em: <<http://coastal.er.usgs.gov/hurricanes/erosionhazards/>> Acesso em 28 Out. 2014.

VAN DER MEER, J. W. **Conceptual design of rubble mound breakwaters**. World Scientific. *Advances in Coastal and Ocean Engineering*. P. L. F. Liu. 1995. pp. 221-315.

VAN DER MEER, J. W. & DAEMEN, I. **Stability and wave transmission at low crested rubble mound structures**. ASCE, *J. of WPC & OE*, 120 (Jan/Fev). 1994. pp. 1-19.

VAN DER MEER, J. W. & PILARCZYK, K. W. **Stability of low-crested and reef breakwaters**. Delft, 1990.

WILLIAMS, S. J. **Coastal Erosion and Land Loss Around the United States: Strategies to Manage and Protect Coastal Resources – Examples from Louisiana**. Woods Hole, MA, United States. 2001. USGS, Coastal and Marine Geology Program.

KUANG, C.; HE, L.; GU, J.; PAN, Y.; ZHANG, Y.; QIU, R. & ZHANG, J. **Effects of Submerged Breakwater on Hydrodynamics and Shoreline Change of the East Beach of Beidaihe, Bohai Bay, China**. *Journal of Coastal Research*, Vol. 30 (3), United States, 2014

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CB&I – Chicago Bridge & Iron Company
CEM – *Coastal Engineering Manual*
CPE – Coastal Planning Engineering
DHN – Diretoria de Hidrografia e Navegação
FINEP – Financiadora de Estudos e Projetos
IPCC – *Intergovernmental Panel on Climate Change*
MAI – Monitoramento Ambiental Integrado
MHHW – Média das preamares superiores
MHLW – Média das baixa-mares superiores
MLHW – Média das preamares inferiores
MLLW – Média das baixa-mares inferiores
MMA – Ministério do Meio Ambiente
MSL – Nível médio de maré
NA – Nível de água
NAS – *National Academy of Sciences*
NOAA – *National Oceanic and Atmospheric Administration*
ONU – Organização das Nações Unidas
RMR – Região Metropolitana de Recife
UCSD – *University of California, San Diego*
UFPE – Universidade Federal de Pernambuco
USGS – *United States Geological Survey*
UTM – Universal Transversa de Mercator
ZC – Zona Costeira

1 INTRODUÇÃO

A zona costeira da Região de Barra Nova é um distrito do município de São Mateus / ES. Historicamente, vem apresentando problemas de erosão costeira resultantes principalmente da densa ocupação antrópica em seus litorais que conflita com a dinâmica da linha de costa.

O crescente desenvolvimento econômico nessa área atrai número cada vez maior de casas, edifícios, hotéis, os quais interferem no ciclo natural de abastecimento, deposição e erosão de sedimentos no ambiente praias. Em muitos casos a faixa de praia reduz de forma tão acentuada que se perdem o potencial turístico e áreas de lazer, além de colocar em risco as construções em sua proximidade.

Diante desse cenário, diversas obras de combate à erosão costeira foram construídas ao longo dos anos. No entanto, muitas não trouxeram o resultado esperado do ponto de vista de contenção de erosão, ou apenas deslocaram o problema para áreas adjacentes. Ainda, a grande maioria das estruturas costeiras implantadas interfere substancialmente na paisagem, reduzindo o valor cênico das praias.

Como o problema permanece e tende a se agravar com o crescimento populacional na zona costeira, faz-se necessário a busca de novas alternativas. O desafio consiste em aliar interesses sociais à viabilidade técnica e econômica do projeto sugerido.

1.1 OBJETIVO

1.2 Objetivo Geral

O objetivo geral deste projeto é dimensionar um campo de dois quebra-mares destacados *low-crested* (semi-submersos, de perfil médio) em rocha, cujo dimensionamento deve levar em consideração a atuação combinada com a dinâmica costeira para favorecer menores taxas de perda de sedimentos de um projeto existente de alimentação artificial de praia, projetado para regenerar a praia e mitigar os efeitos da erosão costeira em Barra Nova, distrito do município de São Mateus / ES.

1.3 Batimetria

Dados disponíveis de batimetria para este trabalho consistem no levantamento realizado pela equipe da defesa civil São Mateus em 2023.

A área de estudo apresenta profundidades entre 3, 4 e 5 metros na região de colocação dos quebra-mares *low-crested*.

1.4 Marés

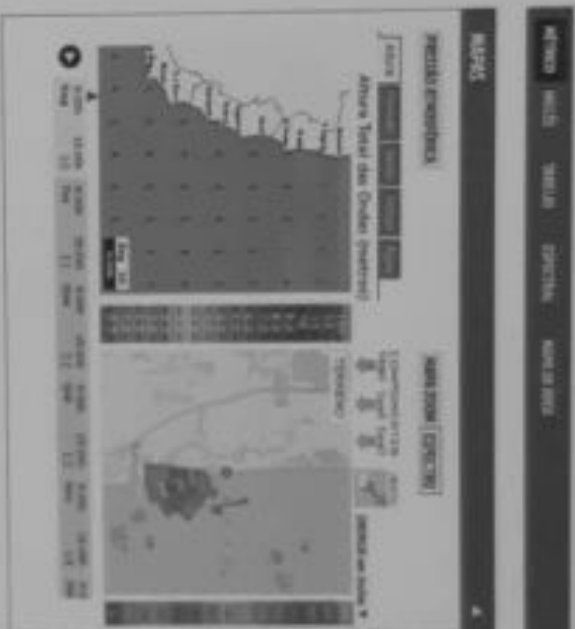
Os dados das condições de marés foram extraídos a partir do <https://surigera.com.br/mapas/brasil/espirito-santo/sao-mateus/praias-barra-nova>.

Figura 1. Sumário das ondas e do vento costeiro

Dir	Surf (m)	Along Total	Período (s)	Dir Prevalece	Vel (m/s)	Dir vento
NOE 10	2,9 a 1,7	1,9 a 2,7	12	200 a 8	12 a 23	S a SSO
NOE 50	3,2 a 1,8	1,3 a 3,7	11 a 12	200 a 8	12 a 29	SE a SSO
NOE 10	2,9 a 1,4	0,8 a 1,4	10	200 a 8	7 a 17 km/h	SE a SSO
NOE 10	3,1 a 1,5	0,8 a 1,1	10 a 14	200 a 8	4 a 25 km/h	SE a SO
NOE 10	1,1 a 1,9	1,0 a 2	12 a 14	200 a 200	0 a 17 km/h	N
NOE 10	2,9 a 2	0,9 a 1,1	12 a 13	100 a 200	7 a 22 km/h	SE a SO
NOE 10	2,1 a 1,3	1,0 a 2	12 a 14	200 a 200	0 a 15 km/h	SE a SSO
NOE 10	1,1 a 1,1	0,9 a 1,1	11 a 12	N	0 a 11 km/h	SE a SO

Fonte: surigera.com.br

Figura 3: Mapas



Fonte: surfignu.com.br

Figura 4: Mapas



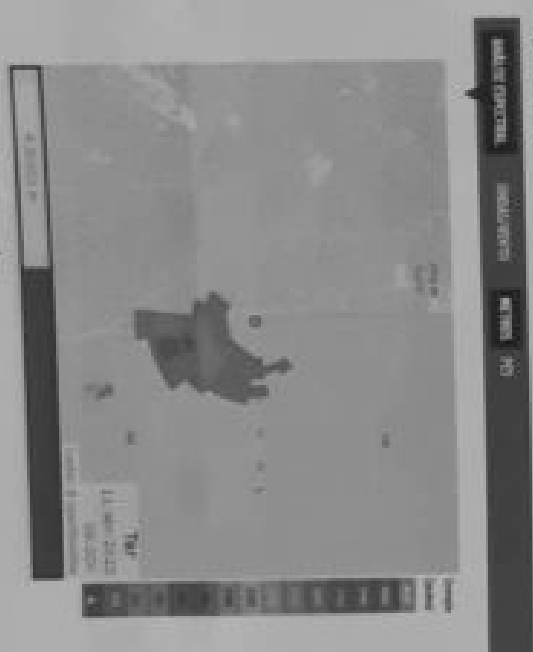
Fonte: surfignu.com.br

Figura 5: Mapas



Fonte: surfignu.com.br

Figura 6: Mapas



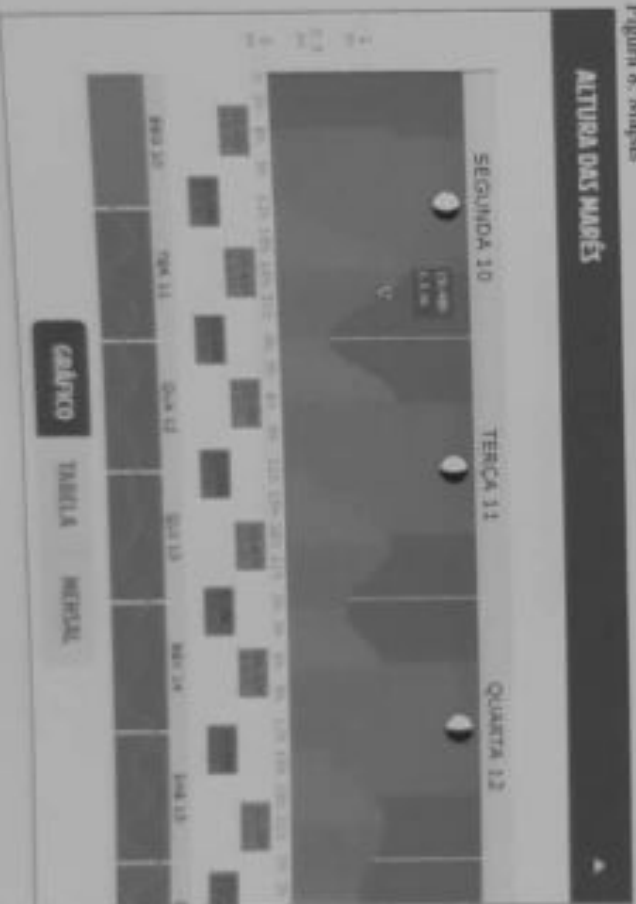
Fonte: surfignu.com.br

Figura 7: Mapas

Dia	Energia / Potência		Energia / Potência		Energia / Potência		Energia / Potência	
	TOTAL		VIGAS		Sudo Sul		Sudo Norte	
SEG 10	207 + 220 / 127,2 + 24,6W	207 + 200 / 127,2 + 24,6W	129 + 120 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
TER 11	103 + 120 / 11,8 + 25W	129 + 120 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
QUA 12	107 + 220 / 11,8 + 25W	107 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
QUA 13	91 + 220 / 11,8 + 25W	91 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
SEX 14	107 + 220 / 11,8 + 25W	107 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
SAB 15	94 + 220 / 11,8 + 25W	94 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
DOM 16	104 + 220 / 11,8 + 25W	104 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	
SEG 17	98 + 220 / 11,8 + 25W	98 + 220 / 11,8 + 25W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	6 + 27 / 1,4 + 3W	0 + 0 / 0 + 0W	0 + 0 / 0 + 0W	

Fonte: surfignu.com.br

Figura 8: Mapas



Fonte: surfignu.com.br

Observe-se que:

- a) A direção mais constante de ondas é a SSE;
- b) As maiores alturas significativas de ondas no largo são provenientes dos setores SSE ao S;
- c) 85,7% das ondas variam entre 1,5 m e 1,6 m;
- d) Alturas significativas de onda iguais ou superiores a 1,7 m ocorrem com frequência de 14,3%;
- e) O período de pico mais frequente é de 12,0 s;
- f) Ondas com períodos entre 8,0 s e 9,0 s ocorrem em 14,0% do tempo;
- g) Períodos de ondas superiores a 14,0 s ocorrem com frequência de 12,5% do tempo.

Para o dimensionamento de estruturas costeiras um dos dados de entrada é a altura da onda de projeto ao pé das estruturas (Hs). Desta forma, com base nas séries temporais de dados, valores extremos foram selecionados a partir do método de máximos anuais no pé das estruturas. As distribuições estatísticas foram ajustadas a esses valores resultando em parâmetros de onda para diferentes períodos de retorno (CPE, 2011), os quais se encontram na tabela abaixo.

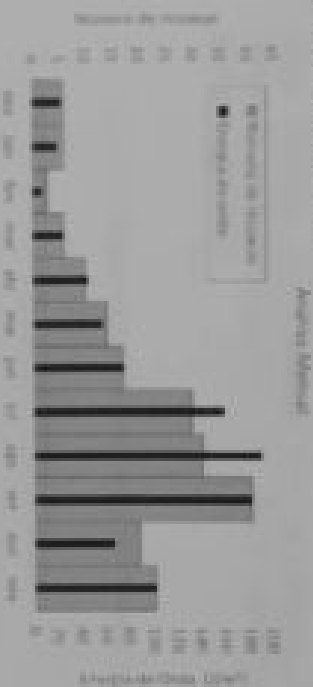
Tabela 1 – Valores de Hs no ponto de análise para diferentes períodos de retorno para a série reconstruída em águas rasas

Período de retorno [anos]	Hs [m]
2	1,60
5	1,80
10	1,90
25	2,00

Fonte: adaptado de CPE (2011).

Os pesquisadores da Meteosul Meteorologia destacam que a primavera é o período de maior ocorrência de tempestades. A figura abaixo mostra a análise de energia e quantidade de tempestades. Os autores utilizaram informações de ondas do modelo computacional para o litoral sul do Espírito Santo entre os anos de 1984 e 2008. Podemos ver que nos meses de julho, agosto e principalmente setembro ocorrem mais tempestades.

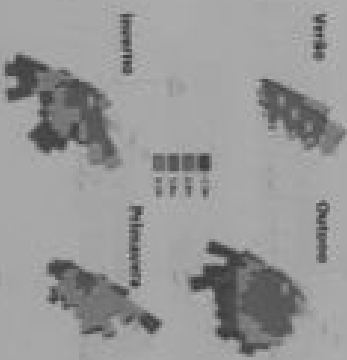
Gráfico 1: análise mensal



Fonte: surfign.com.br

Durante a primavera, os ventos gerados pela Alta Pressão ou Anticiclone do Atlântico Sul (ASAS) ficam mais fortes em alto mar. Estes são os ventos responsáveis por gerar ondulações do quadrante leste e nordeste para o litoral do Espírito Santo. A figura abaixo mostra a ocorrência de ondas durante as estações do ano. As informações foram obtidas do Projeto Nacional de Boas (PNBOIA) do Centro de Hidrografia da Marinha do Brasil (CHNB).

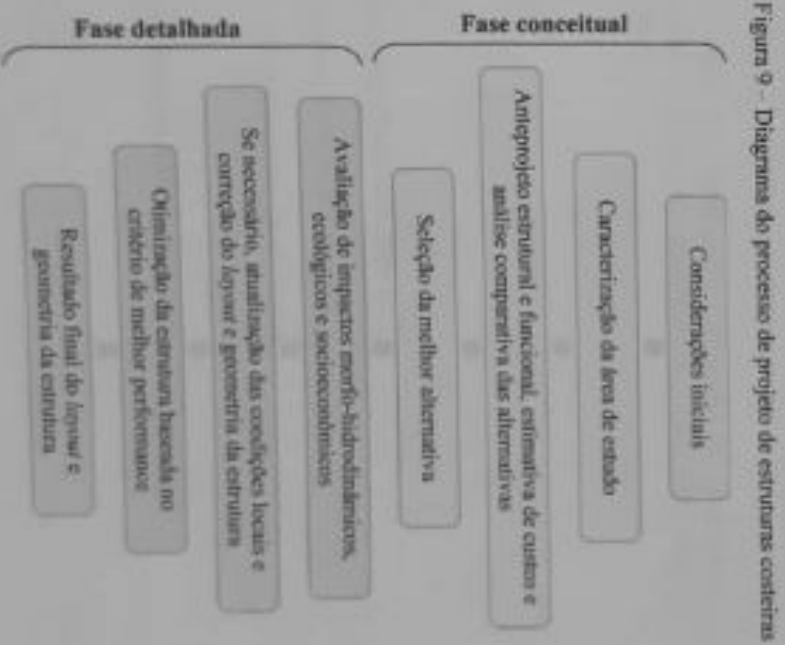
Gráfico 2: análise mensal



Fonte: surfign.com.br

2 METODOLOGIA

De acordo com Burcharth *et al* (2007) o projeto de estruturas costeiras consiste normalmente de duas fases, uma conceitual e outra detalhada. A fase conceitual permite avaliar a viabilidade do projeto em termos económicos, técnicos, sociais e ambientais - usualmente através da comparação entre diferentes alternativas de projeto. Seleccionada a melhor alternativa, essa é analisada mais profundamente e otimizada através de modelagens numéricas e/ou físicas, caracterizando a fase detalhada de projeto.



Os subitens a seguir descrevem a metodologia de cálculo adotada para o dimensionamento do campo de quebra-mares *low-crested* e para a análise de formação de linha de costa, cujos resultados estão apresentados no item 4 deste memorial.

2.1 CLASSIFICAÇÃO DE ESTRUTURAS *LOW-CRESTED*

Estruturas *low-crested* podem ser emersas, quando sua cota de topo (R_c) encontra-se em nível superior ao nível do mar, ou submersas, quando sua cota de topo encontra-se abaixo da linha de água.

- $R_c > 0$ = estrutura emersa.
- $R_c < 0$ = estrutura submersa.

Outro critério de classificação é baseado na estabilidade da estrutura (Quadro 1), dado pelo parâmetro N_s (VAN DER MEER & DAEMEN, 1994):

$$N_s = H_s / (\Delta D_{50})$$

(1)

Onde:

H_s = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

D_{50} = diâmetro nominal da rocha [m].

Sendo a densidade relativa da rocha:

$$\Delta = \rho_r / \rho_w - 1$$

(2)

Sendo:

r_a = massa específica da rocha da armadura [kg / m³];

r_w = massa específica da água [kg / m³].

E o diâmetro nominal da rocha (D_{50}) dado por:

$$D_{50} = (M_{50} / r_a)^{1/3} \quad (3)$$

Onde:

M_{50} = massa média da rocha [kg];

r_a = massa específica da rocha da armadura [kg / m³].

Quadro 1 – Classificação de estruturas *low-crested* conforme N_s .

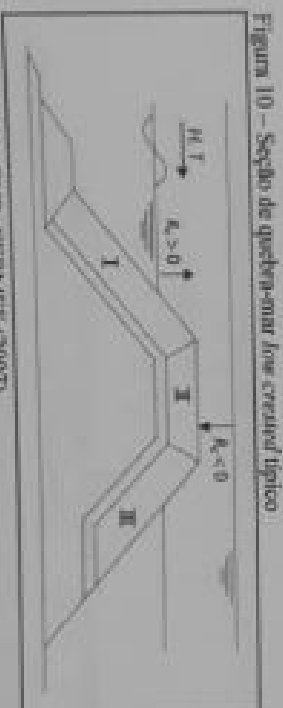
N_s	Tipo de estabilidade	Caracterização da estrutura
1 a 4	Estática	Normalmente taludes uniformes de rochas ou blocos artificiais de concreto. São permitidos pequenos danos apenas quando em condições extremas. Podem ser submersas ou não.
> 6	Dinâmica	Permite-se a alteração da forma da estrutura através do reposicionamento de rochas/blocos até atingir o equilíbrio. Normalmente submersas, na forma de recifes artificiais.

Fonte: elaborado com base em Van der Meer (1994, 1995).

1.1 DIMENSIONAMENTO DE UM QUEBRA-MAR EMERSO E ESTATICAMENTE ESTÁVEL

O dimensionamento de um quebra-mar emerso e estaticamente estável pode ser associado ao dimensionamento de uma estrutura convencional que sofre pouco ou nenhum *overtopping*. Essa relação é dada pela redução do diâmetro nominal da rocha calculada para a estrutura convencional através de um fator de redução (r_D), resultando no diâmetro nominal de rocha recomendado para a estrutura *low crested* (VAN DER MEER & DAEMEN, 1994).

A redução do tamanho de rocha em estruturas *low crested* é permitida em função das solicitações da estrutura serem menores, uma vez que parte da energia da onda passa por cima do quebra-mar devido à ocorrência de *overtopping*. Ainda, por parte da energia da onda atravessar a estrutura, as solicitações são similares tanto na parte anterior (I) quanto posterior (III) da estrutura, o que permite utilizar o mesmo tamanho de rocha em toda a seção (Figura 10).



Fonte: CIRIA, CUR, CERMAF (2007).

1.2 Cálculo do diâmetro nominal de rocha *D₅₀* para quebra-mar convencional segundo Van der Meer (1995)

Os parâmetros hidráulicos de *overtopping*, *run-up*, *run-down*, transmissão e reflexão, junto a parâmetros estruturais determinam a

forma e composição do quebra-mar, de maneira que atenda plenamente às solicitações e à vida útil de projeto.

1.3 Parâmetros de onda

As ondas incidentes são caracterizadas pela sua altura significativa ao pé da estrutura (H_s), período médio (T_m) ou de pico (T_p), ângulo de ataque (β) e altura da coluna de água ao pé da estrutura (h) (VAN DER MEEER, 1995).

O empinamento estimado de onda (s) é dado por:

$$s = 2\pi H_s / g T^2 \quad (4)$$

Onde:

H_s = altura significativa de onda [m];

g = aceleração da gravidade [m/s^2];

T = período da onda [s].

Se utilizado o período de pico de onda (T_p) é chamado s_p . Se utilizado o período médio (T_m) é chamado s_m .

O parâmetro mais utilizado para descrever a ação da onda na estrutura ou praia é o número de Inbarra, também denominado parâmetro de queda de onda (S) (VAN DER MEEER, 1995):

$$S = \frac{H_s}{h} \quad (5)$$

Com:

α = inclinação do talude da estrutura [°];

s = empinamento estimado de onda [-].

É chamado ξ_p quando descrito por s_p e chamado ξ_a quando descrito por s_a .

- Parâmetros hidráulicos

O parâmetro de *overtopping* (Q) pode ser descrito por:

$$Q = q \sqrt{g H_s^3} \quad (6)$$

Na qual:

q = descarga de *overtopping* por unidade de comprimento da estrutura [l/s por m]

g = aceleração da gravidade [m/s^2];

H_s = altura significativa de onda [m].

A severidade da transmissão de ondas é dada pela relação:

$$C_t = H_t/H_s = \sqrt{E/E_s} \quad (7)$$

Onde:

C_t = coeficiente de transmissão de ondas [-];

H_t = altura da onda transmitida [m];

H_i = altura da onda incidente [m];

E_t = energia da onda transmitida [N/m^2];

E_i = energia da onda incidente [N/m^2].

A quantificação da transmissão de ondas é importante para quebra-
mares *low-crested* projetados para defender praias ou linhas de costa.
Assim, a severidade da reflexão de ondas é dada pela relação:

$$C_r = H_r/H_i = \sqrt{E_r/E_i} \quad (8)$$

Onde:

C_r = coeficiente de reflexão de ondas [-];

H_r = altura da onda refletida [m];

H_i = altura da onda incidente [m];

E_r = energia da onda refletida [N/m^2];

E_i = energia da onda incidente [N/m^2].

- Parâmetros estruturais

- Relacionados a ondas

O parâmetro estrutural relacionado a ondas mais importante é aquele dado pela equação (11). Artens (1987, apud VAN DER MEER, 1995) modificou o parâmetro de estabilidade considerando a inclinação de onda local, e não necessariamente, a inclinação de onda em águas profundas:

$$N_s^* = N_s \cdot s_p^{0,17}$$

(9)

Onde:

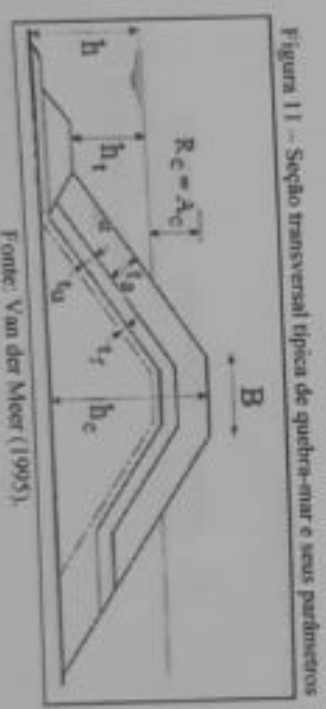
N_s^* = parâmetro de estabilidade espectral [-];

N_s = parâmetro de estabilidade [-];

s_p = empilhamento estimado da onda [-];

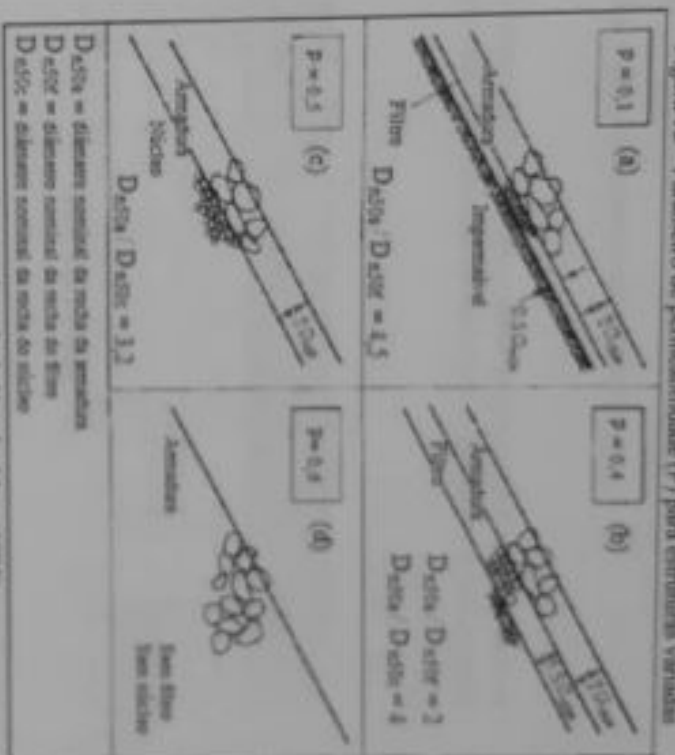
Relacionados à seção transversal

A Figura 11 apresenta alguns dos parâmetros relacionados à seção transversal do quebra-mar. Outro importante parâmetro é o de permeabilidade (P), que está relacionado ao volume de água que penetra na estrutura e, portanto depende da composição da mesma (Figura 12). Pode ser determinado através de simulações físicas e/ou modelos numéricos ou então, ser julgado pelo projetista.



Fonte: Van der Meer (1995).

Figura 1.2 - Parâmetro de permeabilidade (P) para estruturas variadas



Relacionados à reação da estrutura

Estruturas estaticamente estáveis são descritas pelo desenvolvimento do dano, como por exemplo, o deslocamento de rochas ou blocos na estrutura:

$$S = \lambda D_0 d^2 \quad (10)$$

Onde:

S = nível de dano [-];

A_u = área erodida próxima ao nível d'água [m²];

D_{50} = diâmetro nominal da rocha [m].

A tabela abaixo apresenta valores de projeto para nível de dano em estruturas com duas camadas de armadura e conforme a inclinação talude:

Tabela 2 – Valores de S para estrutura em duas camadas de armadura

Talude	Dano Inicial	Dano Intermediário	Falha
1:1,5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4	3	8-12	17
1:6	3	8-12	17

Fonte: Van der Meer (1995).

- Cálculo da largura do concamento da estrutura (B) com base na transmissão de ondas

A transmissão de ondas pode ser descrita por:

$$C = a R / D_{50} + b \quad (11)$$

$$a = 0,031 H / D_{50} - 0,24 \quad (12)$$

$$b = -5,24k_g + 0,0223 H / D_{50} - 0,0017 (B / D_{50})^{1,2} + 0,31 \quad (13)$$

Sendo:

C = coeficiente de transmissão de ondas [-];

R = coeficiente dado pela equação (12) [-];

R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];

D_{90} = diâmetro nominal da rocha [m];

b = coeficiente dado pela equação (13) [-];

H_i = altura da onda incidente [m];

s_{90} = empilhamento estimado de onda [-];

B = largura do coroamento da estrutura [m].

Para quebra-mares convencionais os valores máximo e mínimo do coeficiente de transmissão de ondas são 0,75 e 0,075 respectivamente. E a equação (11) é válida para:

$$1 < H_i/D_{90} < 6 \text{ e } 0,01 < s_{90} < 0,05 \quad (14)$$

Atende, a largura mínima do coroamento da estrutura (B_{min}) deve respeitar:

$$B_{min} = (3 + 4)D_{90} \quad (15)$$

Com:

D_{90} = diâmetro nominal da rocha [m].

- Cálculo da espessura das camadas de rocha

A espessura das camadas da estrutura é dada por:

$$t_s = t_r + \eta \cdot m \cdot D_{c,0}$$

Sendo:

t_s = espessura da camada de armadura [m];

t_r = espessura da sub-capa [m];

t_f = espessura da camada de filtro [m];

η = número de camadas [-];

m = coeficiente de espessura de camada (Quadro 2) [-];

$D_{c,0}$ = diâmetro nominal da rocha [m].

Quadro 2 – Valores de m , com base na forma da rocha e seu posicionamento na estrutura

Forma da rocha	Posicionamento na estrutura	m
Irregular	Alatório	0,75
	Especial	1,05 – 1,20
Semi-arredondada	Alatório	0,75
	Especial	1,10 – 1,25
Muito arredondada	Alatório	0,80
	Especial	1,05-1,20

Fonte: elaborado com base em CIRIA, CUR, CEMEF (2007).

- Cálculo do diâmetro nominal de rocha $D_{c,0}$

Van der Meer (1995) diferencia o cálculo do diâmetro nominal de rocha para condições de águas profundas e rasas, A

Figura 13 demonstra a validade das equações apresentadas nos subitens a seguir.

Figura 13 – Validade das equações para cálculo de D_{50}

Parâmetros: b/H_{wp} $R_{10} = H_{wp}/H_1$ Eq. de estabilidade Eq. (17) e (18) Eq. (22) e (23)	Profundidade de água	
	Águas muito rasas	Águas profundas
	$\approx 1,5 \leq \alpha < 2$ $< 70\%$	$\alpha < 3$ $70\% < R_{10} < 90\%$
		> 3 $> 90\%$

Fonte: adaptado de CIRIA, CUR, CERMIF (2007).

• Em condições de águas profundas

$$H_s/\Delta D_{50} = 6,2 P^{0,11} (S_r/N)^{0,2} \xi_{\alpha}^{-0,3} \quad (17)$$

$$H_s/\Delta D_{50} = 1,0 P^{0,11} (S_r/N)^{0,2} (\sqrt{\cos \alpha}) \xi_{\alpha}^{-0,2} \quad (18)$$

$$\xi_{\alpha} = [6,2 P^{0,11} (\Delta/\rho_{\text{rocha}})]^{0,33} \quad (19)$$

Sendo:

H_s = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

P = parâmetro de permeabilidade da estrutura [-];

S = nível de dano da estrutura [-];

N = número de ondas em evento de tempestade [-];

ξ_{α} = parâmetro de quebra de onda [-];

α = inclinação do talude da estrutura [°];

ξ_{crit} = parâmetro crítico de quebra de onda [-];

D_{50} = diâmetro nominal da rocha [m].

A equação (17) é utilizada para ondas irregulares e a equação (18) para ondas surging. A classificação é dada por:

$$\zeta_w < \zeta_{lc} \Rightarrow \text{ondas irregulares} \Rightarrow \text{Equação (17)} \quad (20)$$

$$\zeta_w > \zeta_{lc} \Rightarrow \text{ondas surging} \Rightarrow \text{Equação (18)} \quad (21)$$

Com:

ζ_w = parâmetro de quebra de onda [-];

ζ_{lc} = parâmetro crítico de quebra de onda [-];

O número máximo de ondas em tempestade para validade das equações descritas é de 7500. Após esse número a estrutura praticamente atingiu equilíbrio (VAN DER MEER, 1995).

As equações para águas profundas atendem condições de inclinação fictícia de ondas (α_{max}) entre 0,005 e 0,06.

As massas específicas das rochas ensaiadas compreendem intervalo entre 2.000 kg/m³ e 3.100 kg/m³.

• Em condições de águas rasas

$$H_{sc}/AD_{50} = 8,7P^{-0,15}S^{-0,85}T_{p,0}^{0,12} \quad (22)$$

$$H_{sc}/AD_{50} = 1,4P^{-0,15}S^{-0,85}T_{p,0}^{0,12} \Delta_r \quad (23)$$

Onde:

H_{sc} = altura de onda excedida por 2% das ondas na distribuição de Rayleigh [m];

Δ_r = densidade relativa da rocha [-];

P = coeficiente de permeabilidade da estrutura [-];

S = nível de duto da estrutura [-];

N = número de ondas em evento de tempestade [-];

L_w = comprimento de quebra de onda [-];

α = inclinação do talude da estrutura [°];

L_{wc} = comprimento crítico de quebra de onda [-].

A equação (22) é utilizada para ondas mergulhantes e a equação (23) para ondas *surging*. A classificação de ondas é dada pelas equações (20) e (21).

Van der Meer (1995) sugere utilizar as equações (17) e (18) substituindo H_s por $H_{1\%}$, obtendo assim, resultados mais conservadores.

Tanto para condições de águas profundas quanto de águas rasas, recomenda-se que a graduação de rochas D_{50}/D_{10} seja mais fechada, inferior a 2,25. Graduações mais abertas podem levar a maiores danos na estrutura.

- Proteção do pé da estrutura

Se a rocha no pé da estrutura for de mesma dimensão daquela da armadura, o pé será estável (VAN DER MEER, 1995). No entanto, reduções podem ser feitas, garantindo ainda assim a estabilidade.

$$H_{0.5} D_{50} = (0.24h_s)h + 1.6(h_s)^{0.17} \quad (24)$$

Onde:

$H_{0.5}$ = altura significativa de onda [m];

Δ = densidade relativa da rocha [-];

h_1 = altura da coluna d'água acima do pé da estrutura [m];

h = altura da coluna d'água a partir da base da estrutura [m];

N_{sd} = nível de dano (Quadro 3) [-].

Quadro 3 - Nível de dano (N_{sd}) para estabilidade do pé da estrutura

N_{sd}	Ocorrência
0,5	Início de dano
2,0	Início de achatamento
4,0	Achatamento completo

Fonte: elaborado com base em Van der Meer (1995).

A equação (24) é válida para $0,4 < h_1/h < 0,9$ e $3 < h_1/D_{c50} < 25$.

Para o comprimento do pé da estrutura adota-se:

$$B_{pe} = (2 + 3)D_{ns} \quad (25)$$

Na qual:

B_{pe} = comprimento do pé da estrutura [m];

D_{c50} = diâmetro nominal da rocha [m].

A altura do pé da estrutura tem dimensão igual à largura da corrimão da armadura (t_a).

- Cabeças do quebra-mar

Segundo Jensen (1984, apud VAN DER MEER 1995) quando a onda é forçada a quebrar na cabeça arredondada do quebra-mar, a estrutura é sujeita a velocidades e energia de ondas bastante fortes. Recomenda-se então utilizar armaduras mais pesadas nessas áreas, a fim de garantir a mesma estabilidade presente ao longo da estrutura.

Não existe regra para o reforço das cabeças do quebra-mar. Normalmente a massa da rocha/bloco pode ser incrementada em 1 a 4 vezes que a massa das unidades da armadura da estrutura. Para rochas usualmente o fator de incremento é próximo a 1.

- Sub-capa

Se o projetista optar pelo emprego de sub-capas nas estruturas, Van der Meer (1995) recomenda a adição de rochas com massa nominal entre 1/10 e 1/15 da massa de rocha adotada na armadura, o que confere diâmetros nominais de rocha entre 2,2 e 2,3 menores que o $D_{n,50}$ da armadura.

2.4.1 Cálculo do fator de redução r_0

O fator de redução r_0 é dado por (VAN DER MEER & PILARCZYK, 1990):

$$r_0 = [1,25 - 4,8(R_c/H_s)](s_{sp}/2\pi)^{-1} \quad (26)$$

Onde:

R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];

H_s = altura significativa de onda [m];

α_{sp} = inclinação fictícia de onda [-];

A equação (26) é limitada a $0 < (R_o/H_s)(\alpha_{sp}/2\pi) < 0,52$.

2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DA LINHA DE COSTA

3.1 EQUAÇÃO PARABÓLICA DE HSU & EVANS (1989)

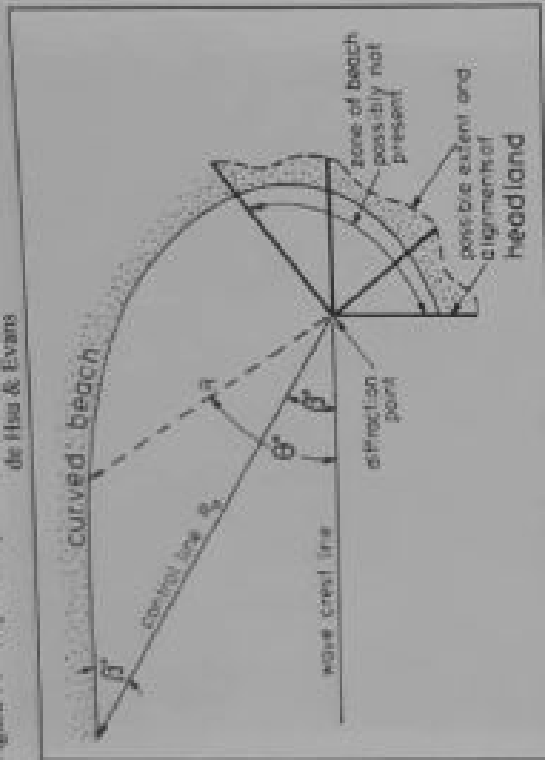
O comportamento da linha de costa frente à implantação das estruturas pode ser verificado através da aplicação da equação parabólica de Hsu & Evans (1989). Trata-se de uma forma simplificada de estimar a forma de praia resultante do uso dos quebra-mares.

Esse modelo empírico representa matematicamente a formação de praias de enseada, incorporando como parâmetros diretos a geometria da costa, a direção de ondas e seu ponto de difração. A equação (27) proposta por Hsu & Evans (1989) tem como principais variáveis o comprimento da linha de controle (R) e o ângulo β formado entre a direção das ondas e a linha de controle (Figura 14).

O ponto de difração consiste no último ponto de interação das ondas que chegam à costa, a partir do qual sofrem difração e propagam-se em direção à praia determinando sua forma. Aplicado a quebra-mares, tem-se como ponto de difração o ponto da estrutura a partir do qual as ondas difratam em direção à costa.

$$R_o/R_c = C_0 + C_1(\beta/\theta_{90}) + C_2(\beta/\theta_{90})^2 \quad (27)$$

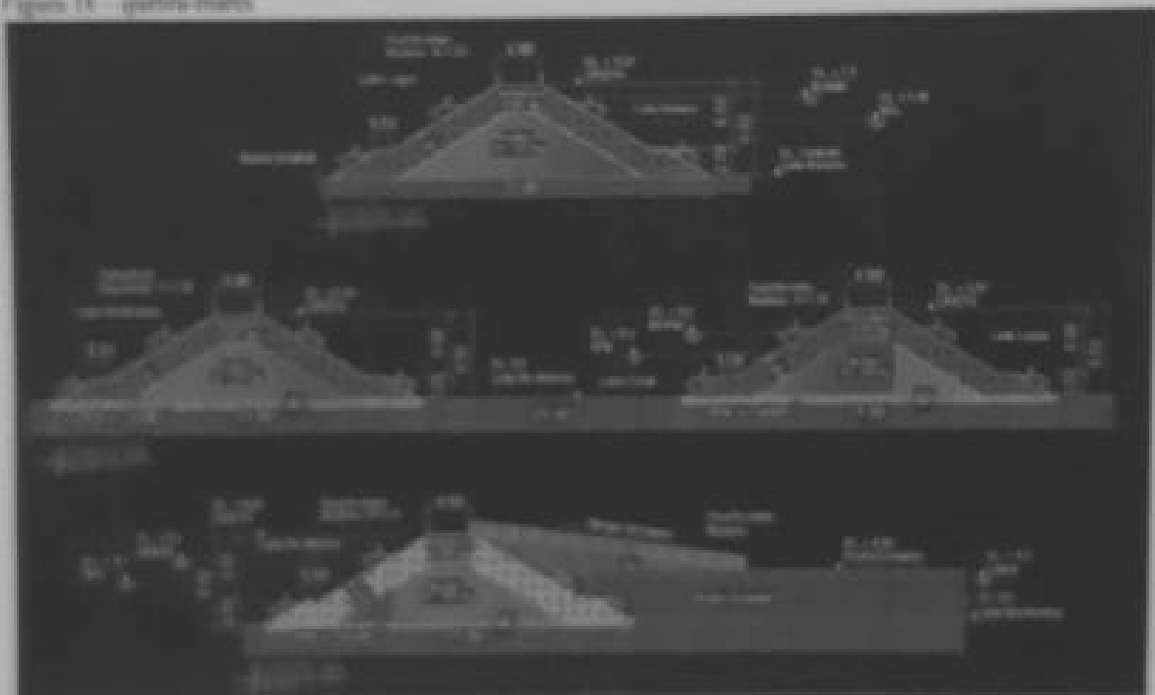
Figura 14 – Representação esquemática dos parâmetros da equação parabólica de Hsu & Evans



Fonte: Hsu (2005)

Como esse modelo considera que a direção de ondas é tangente à seção reta da costa, sua aplicação é recomendada para costas de micro-mares dominadas pela ação de ondas (HSU & EVANS, 1989 apud SILVEIRA *et al.*, 2010). Para realizar esta análise será utilizado o software Mepbay®, ferramenta de fins educacionais que permite a aplicação rápida e eficiente da equação parabólica de Hsu & Evans (1989). Nesse software o usuário insere uma imagem aérea da área de estudo e define os pontos de controle, obtendo como resultado a parábola que define a linha de costa.

Figura 11 – quatro mansos



Fonte: Projeto autor

4.6 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Para comparação dos resultados obtidos para o diâmetro nominal de rocha (D_{r50}), calculou-se o para as estruturas através do website CRESS (<<http://www.cress.nl/Reigel.aspx>>). Trata-se de uma iniciativa conjunta do Ministério de Infraestrutura e Desenvolvimento dos Países Baixos, da Universidade TU Delft e da UNESCO-IHE e contém rotinas para cálculo de fórmulas importantes para engenharia costeira e fluvial (CRESS, 2014).

A rotina adotada no CRESS foi a “*Submerged structures statically stable*” que engloba também estruturas *low-crested* emersas, uma vez que permite valores de R_c maiores que zero.

Os parâmetros de entrada são:

- a) H_s = altura significativa de onda [m]
- b) r_s = massa específica da rocha da armadura [kg / m³];
- c) r_w = massa específica da água [kg / m³];
- d) R_c = cota de coroamento da estrutura em relação ao SWL [m];
- e) Segmento do quebra-mar.

Como resultado a rotina fornece a massa nominal de rocha (M_{50}), e conseqüentemente, o diâmetro nominal de rocha (D_{r50}).

Foram calculados quatro casos, variando o parâmetro R_c . Os parâmetros de entrada e os resultados obtidos encontram-se no Quadro 7. A Figura 19 / 20 apresenta a interface do programa para um dos casos calculados e a Figura 21 apresenta exemplo de relatório emitido pelo CRESS.

Quadro 7 – Parâmetros de entrada e resultados obtidos em rotina de cálculo do CRESS

		Caso 1
Parâmetros de entrada	H_s	1,70 m
	F_s	2.600 kg/m ³
	F_w	1.025 kg/m ³
	R_c	2,0 m
Resultados	Segmento	Total section
	M_{50}	1594 kg
	D_{50}	0,85 m

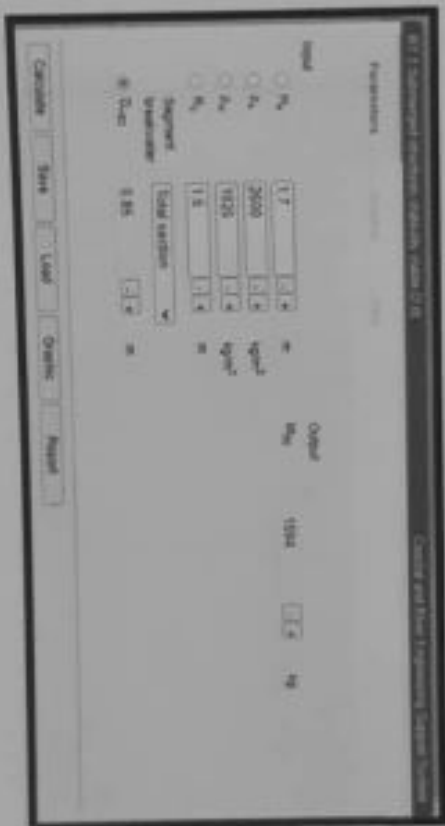


Figura 19 – Interface do CRESS

Quadro 8 – Parâmetros de entrada e resultados obtidos em rotina de cálculo do CRESS

		Caso 1
Parâmetros de entrada	H_0 - eixo	2,0 m
	F_1	2.600 kg/m ²
	F_m	1.025 kg/m ²
	R_0	1,50 m
Resultados	Segmento	Total rebitagem
	M_0	2342 kg
	D_{90}	0,97 m

Figura 20 – Interface do CRESS

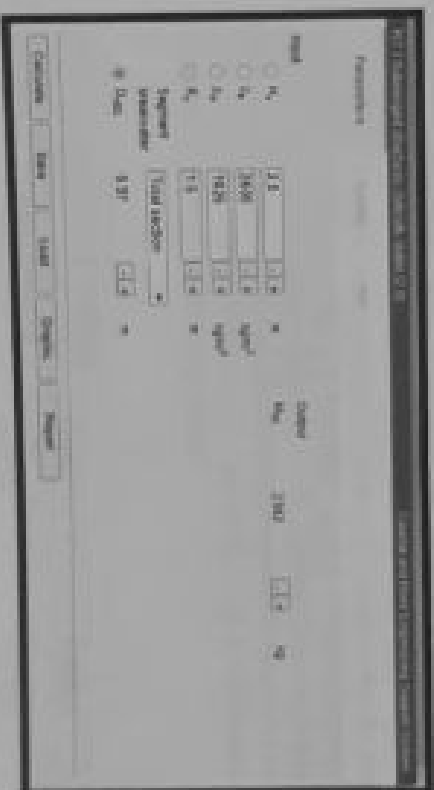


Figura 21 – Exemplo de relatório gerado pelo CRESS + Critico

R7.1 Submerged structures statically stable2.0	
Input	Output
H_0	M_{00}
2.0 m	2342 kg
D_0	
2600 kg/m ³	
ρ_w	
1025 kg/m ³	
R_0	
1.50 m	
Segment breakwater Total section	
D_{00}	
0.97 m	

Em comparação aos resultados obtidos no cálculo através da metodologia indicada no item 2.2 percebe-se que o CRESS forneceu resultados mais conservadores (Quadros 7 / 8), próximos aos resultados obtidos antes de reduzir o D_{00} através do fator τ_0 e próximos também ao D_{00} da cabeça dos quebra-mares, que, na metodologia, foram majorados em função de sofrerem maiores solicitações.

Quadro 9 – Comparação de resultados.

Metodologia descrita no item 3	Caso 1		Caso 2	
	D_{00} tronco antes de aplicar o τ_0	0,77 m	0,77 m	0,77 m
D_{00} tronco com τ_0	0,73 m	0,74 m	0,74 m	0,74 m
D_{00} cabeça com τ_0	0,77 m	0,78 m	0,78 m	0,78 m
M_{00}	1594 kg	2342kg	2342kg	2342kg
D_{00}	0,85 m	0,97 m	0,97 m	0,97 m

4.7 VOLUMES ESTIMADOS DE MATERIAL

Com base nas seções transversais típicas e comprimentos dos quebra-mares foi possível estimar a quantidade de material necessária a execução da obra. Considerou-se perda em 15% de volume, decorrente das atividades de execução que podem ocasionar em quebra de blocos, não atendendo mais aos requisitos de projeto. O Quadro 10 apresenta os resultados dos cálculos desses volumes.

Quadro 10 - Volumes estimados de material

	VOLUMES [m ³]		
	ARMADURA	NÚCLEO	PREPARO DA BASE
A	700000	51490	11563
B	300000	35000	6000
Total considerando perda	1000000	86490	17563

Resaltando que os materiais são:

Quadro 11 - Descritivo de materiais

Armadura	Rochas 2342 - 2600 kg	
	Cabeça	Tronco
Núcleo	Rochas 2342 - 2400 kg	
Preparo da base	Rochas 30 - 250kg	
	Brita ou cascalho	

4.8 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Quebra-mares *low-crested* podem ser construídos por terra ou por água ou pela combinação entre ambos. Por terra, constroem-se aterros de conquista, partindo do continente até a estrutura, para que equipamentos de terra como caminhões, escavadeiras e guindastes possam circular. Finalizada a construção do quebra-mar, essa estrutura de acesso é removida. Como vantagem tem-se a maior velocidade de execução, uma vez que dependendo da elevação da estrutura, pouco ou nada da execução é influenciada pelos níveis de maré e clima de ondas; e o material que chega da jazida através de caminhões é diretamente levado pelos próprios veículos até a estrutura, não havendo necessidade de embarcar o material. Como desvantagem, têm-se os custos da construção da estrutura temporária e a dificuldade da completa remoção da mesma (quando em rocha), na qual o material remanescente pode causar acidentes a quem frequenta o local.

Outra opção é, em caso de associar estruturas rígidas à alimentação artificial de praia, utilizar o próprio material da alimentação para construir o aterro de conquista. No entanto, nem sempre a alimentação artificial da praia antecede a construção de estruturas rígidas, pois pode haver grande perda de material.

Materiais:

As pedras destinadas à construção dos enrocamentos deverão situar-se dentro das especificações de qualidade e forma geométrica exigidas no projeto. As pedras deverão ser perfeitamente sãs, duras, de superfícies angulosas e sem qualquer vestígio de alteração ou possibilidade de alteração futura pela ação da água do mar ou das intempéries. Não poderão fazer parte do material do enrocamento materiais como: vegetais, argilas, terras ou outros materiais estranhos à rocha. Os blocos de rocha não deverão possuir vazios, fissuras, superfícies de fratura nem outras imperfeições ou defeitos que possam favorecer às fraturas nas operações de transporte e colocação assim como durante sua exposição às intempéries. O peso específico da rocha deverá ser de 2,65 t/m³, com tolerância de +/- 15%, com índice de absorção de água inferior a 4%. Quando houver ocorrência de veios de rocha com suspeita de alteração, serão feitos testes para determinação da adequabilidade da pedra do enrocamento. A rocha alterada removida para exploração da

rocha sã, não poderá ser aproveitada no entrocamento. Os ensaios deverão ser realizados em 4 (quatro) amostras e executados de acordo com as Normas brasileiras NBR 9778/87 e NBR 7680 ou A.S.T.M. - D2938/71. As pedras das camadas não devem ser chatas nem alongadas, devem possuir forma geométrica o mais próxima possível da cúbica, com faces aproximadamente retangulares, onde a dimensão maior será, no máximo, o triplo da menor. Os entrocamentos estão caracterizados pela locação, seções transversais e perfil longitudinal definidos nos desenhos em anexo. A granulometria das pedras e os seus respectivos volumes estimados para os entrocamentos em suas diversas camadas deverão obedecer a especificação constante no desenho, dentro dos valores descritos na Quadro 11. As pedras deverão ser classificadas na pedreira comparando-se com unidades-padrão que correspondem aos limites de cada tipo de pedra e ao peso médio.

REFERÊNCIAS

- BURCHARTH, H. F., HAWKINS, S. J., ZANUTTI, B. & LAMBERTI, A. *Environmental Design Guidelines for Low-Crested Coastal Structures*. 1ª ed. Elsevier, 2007.
- CERC. *Functional Design of Breakwaters for Shore Protection: Empirical Methods*. Vickburg, 1990.
- CERC. *Coastal Engineering Manual*. Estados Unidos, 2000.
- CIRIA, CUR & CERMIF. *The Rock Manual: the use of rock in hydraulic engineering*. 2nd ed. London: CIRIA, London, 2007.
- COASTAL MORPHOLOGY GROUP. *Living with coastal change - coastal issues*. 2003. Disponível em <http://coastalchange.acad.edu/a3_basics/beaches.html>. Acesso em 24 Out. 2014.
- COSTA, M. & SOUZA, S. T. *A Zona Costeira Pernambucana e o caso especial da Praia de Boa Viagem*. Londrina, 2002.
- CPE. *Alternativas de OBRAS de Proteção Costeira - Projeto Básico de Engenharia para o Município de Recife - PE*. Florianópolis, 2011.
- CRÉSS. *Coastal and River Engineering Support System*. Disponível em: <<http://www.cress.nl/About.aspx>>. Acesso em 24 Nov. 2014.
- DAILY MAIL. *Mail Online News*. 2011. Disponível em: <<http://www.dailymail.co.uk/news/article-2052475/Entries-years-Environmental-Photographer-Year-Competition.html>>. Acesso em 26 Out. 2014.
- ESCP. *Coastal Flooding & Erosion Risk*. 2014. Disponível em: <<http://www.escp.org.uk/coastal-flooding-erosion-risk-management/>>. Acesso em 28 Out. 2014.
- MAJ. *Monitoramento Ambiental Integrado, PE - Relatório Final, Recife - PE*. FINEP, 2009.
- GORE, A. *O Futuro*. 1ª ed. São Paulo: HSM Editora, 2013.

- HARDAWAY, C. S. & GUNN, J. R. A brief history of headland breakwaters for shore protection in Chesapeake Bay, USA. *Shore & Beach*, Vol. 78 (4) e Vol. 79 (1). 2011. 26-34 pp.
- HINRICHSSEN, D. Coastal Waters of the World: Trends, Threats, and Strategies. Washington D.C.: Island Press. 1998.
- HSU, J. R. C.; BENEDICT, L.B.; KLEIN, A. H. F.; RAABE, A. L. A.; TSAI, C. P. & HSU, T. W. Appreciation of Static Bay Beach Concept for Coastal Management and Protection. *Journal of Coastal Research*, Vol. 23 (5), United States, 2007.
- HSU, J. R. C. **Engineering Applications of Coastal Geomorphology**. Springer. Netherlands, 2005.
- HSU, J. R.-C. & EVANS, C. Parabolic bay shapes and applications. London, ICE, 1989.
- IPCC. **Climate Change 2013: The Physical Science Basis**. 2013. Disponível em: <<http://www.ipcc.ch/report/graphics/index.php?r=Assessment%20Report%20AR5%20-%20WG1&f=Chapter%2013>> Acesso em 2 Nov. 2014.
- ITEP. **RIMA - Relatório de Impacto Ambiental - Recuperação da Orla Marítima Municípios de Jaboatão dos Guararapes, Recife e Olinda (Pernambuco)**. 2012. Disponível em: http://www.spfh.pe.gov.br/downloads/rima_recuperacao_orla_maritima.pdf. Acesso em 20 Nov. 2014.
- KOERNER, K. F.; OLIVEIRA, U. R.; GONÇALVES, G. Efeito de estruturas de contenção à erosão costeira sobre a linha de costa: Balneário Hermenegildo, Rio Grande do Sul, Brasil. 2013. *Revista da Gestão Costeira Integrada* 13 (4), 457-471 pp.
- MAI, C. I. P. **Apresentação: MAI - Erosão Costeira**. MMA. 2007. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/estruturas/219/_arquivos/populao_zona_costeira.pdf> Acesso em 26 Out. 2014.