

INSTITUTO ÁGUA E TERRA DO PARANÁ

PROJETO EXECUTIVO DE PROTEÇÃO DA ORLA DE MATINHOS

CAPÍTULO 2 – ENROCAMENTO E ENGORDAMENTO

Revisão 02

Março de 2021

ÍNDICE

1	Introdução	6
2	Características Gerais do Projeto	9
2.1	Marés e Níveis d'Água	9
2.1.1	Maré Astronômica	9
2.1.2	Maré Meteorológica	10
2.1.3	Sobrelevação devido as Ondas (<i>wave setup</i>).....	11
2.1.4	Sobrelevação do Nível do Mar	11
2.1.5	Níveis d'Água Extremos	12
2.2	Topobatimetria	12
2.3	Onda de Projeto	12
2.3.1	Estatística de Onda	13
2.3.2	Onda de Projeto Adotada.....	16
2.4	Estimativa da Capacidade de Transporte das Ondas ao Longo da Costa.....	17
2.4.1	Introdução.....	17
2.4.2	Cálculo do Transporte Litorâneo.....	18
2.4.3	Rosas de Transporte Litorâneo no litoral de Matinhos.....	18
3	Projeto das Estruturas Semi-Rígidas.....	23
3.1	Introdução.....	23
3.2	Dimensionamento de Peso de Blocos.....	23
3.2.1	Dimensionamento dos Blocos da Carapaça	24
3.2.2	Filtro e Núcleo	27
3.3	Verificação de Galgamento	27
3.4	Geoforma têxtil de alta densidade	29
3.4.1	Uso da Tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade	29
3.4.2	Aspectos Gerais do Projeto	29
3.4.3	Tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade	30
3.4.4	Dimensionamento.....	30
4	Especificações Gerais das Estruturas Semi-Rígidas	38
4.1	Guias-correntes da Avenida Paraná.....	39
4.1.1	Espigão Norte Praia Brava	41



4.1.2	Guias-correntes do Rio Matinhos	42
4.1.3	Headland Balneário Riviera.....	45
4.1.4	Headland Florida	46
5	Engordamento artificial.....	47
5.1	Considerações Gerais	47
5.2	Estimativa de Avanço da Praia.....	51
6	Sistema de transpasse de sedimentos nos canais	55
7	Metodologia Construtiva	57
7.1	Enrocamentos	57
7.1.1	Condições dos Blocos de Rocha.....	57
7.1.2	Condições dos Blocos de Tetrápodes	58
7.1.3	Sequência Geral.....	58
7.1.4	Lista de Equipamentos	59
7.1.5	Controle de Execução.....	61
7.1.6	Normas de Medição.....	61
7.2	Geoforma Têxtil de Alta Densidade.....	65
7.2.1	Condições locais	65
7.2.2	Sequência Geral.....	65
7.2.3	Estocagem.....	66
7.2.4	Preparação local.....	66
7.2.5	Suprimento de areia	67
7.2.6	Equipamentos	68
7.2.7	Mão de obra.....	69
7.2.8	Sequência de instalação ilustrada	69
7.3	Engordamento.....	74
7.3.1	Dados de batimetria	74
7.3.2	Dados de Ondas	74
7.3.3	Operações de dragagem para engorda da praia	75
8	Indicação das Pedreiras	83
9	Referências Bibliográficas	84

ANEXOS:

ANEXO A – Enrocamentos: Plantas, Cortes Longitudinais e Cortes Transversais:

Desenho ENR 01/16: Planta Guias/correntes Avenida Paraná

Desenho ENR 02/16: Planta Espigão Norte Praia Brava

Desenho ENR 03/16: Planta Guias/correntes Rio Matinhos

Desenho ENR 04/16: Planta Headland Balneário Florida

Desenho ENR 05/16: Planta Headland Balneário Riviera

Desenho ENR 06/16: Guia/Correntes da Av. Paraná Sul– Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais – parte 1

Desenho ENR 07/16: Guia/Correntes da Av. Paraná Sul – Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais – parte 2

Desenho ENR 08/16: Guia/Correntes da Av. Paraná Norte – Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais

Desenho ENR 09/16: Espigão da Praia Brava – Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais

Desenho ENR 10/16: Guias/Correntes Canal Matinhos – seções tipo

Desenho ENR 11/16: Guias/Correntes Canal Matinhos Sul – Perfil Longitudinal e seções transversais – parte 1

Desenho ENR 12/16: Guias/Correntes Canal Matinhos Sul – Perfil Longitudinal e seções transversais – parte 2

Desenho ENR 13/16: Guias/Correntes Canal Matinhos Norte – Perfil Longitudinal e seções transversais – parte 1

Desenho ENR 14/16: Guias/Correntes Canal Matinhos Norte – Perfil Longitudinal e seções transversais – parte 2

Desenho ENR 15/16: Headland Riviera – Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais

Desenho ENR 16/16: Headland Florida – Perfil Longitudinal, seções tipo e seções transversais

ANEXO B – Engordamento: Plantas, Cortes Longitudinais e Cortes Transversais:

Desenho ENG-01/14 - Seções - Engordamento trecho 01

Desenho ENG-02/14 - Seções - Engordamento trecho 01

Desenho ENG-03/14 - Seções - Engordamento trecho 01

Desenho ENG-04/14 - Seções - Engordamento trecho 01

Desenho ENG-05/14 - Seções - Engordamento trecho 02
Desenho ENG-06/14 - Seções - Engordamento trecho 03
Desenho ENG-07/14 - Seções - Engordamento trecho 03
Desenho ENG-08/14 - Seções - Engordamento trecho 03
Desenho ENG-09/14 - Seções - Engordamento trecho 04
Desenho ENG-10/14 - Seções - Engordamento trecho 04
Desenho ENG-11/14 - Seções - Engordamento trecho 04
Desenho ENG-12/14 - Seções - Engordamento trecho 04
Desenho ENG-13/14 - Seções - Engordamento trecho 05
Desenho ENG-14/14 - Planta - Engordamento - Parte 01

ANEXO C – Engordamento: Sequência da Operação de Dragagem

Desenho ENGSEQ-01/01 – Sequência da Operação de Dragagem

1 INTRODUÇÃO

Este Relatório apresenta a Revisão 02 do Projeto das Estruturas de Recuperação da Orla Marítima de Matinhos, bem como o engordamento artificial de areia proveniente da jazida defronte à praia de Matinhos. Ambas as intervenções visam minimizar os processos erosivos, que vêm ocorrendo por ação de ondas atuantes no local. Nesta revisão, as obras abrangerão o trecho da praia de Caiobá até o Balneário Florida. Além disto, os guias-correntes do Canal Matinhos teve sua forma alterada para diminuir a entrada de ondas pelo canal.

A orla paranaense vem sofrendo um desequilíbrio entre o aporte e saída de sedimentos nos últimos anos, o que teria provocado um recuo da linha de costa das praias Brava de Caiobá, Mansa e Flamingo/Riviera, e um crescimento em Pontal do Sul. Tal recuo da linha de costa estaria associado a fatores tais como: a diminuição do aporte de sedimentos vindo de Santa Catarina; a ocupação equivocada da linha de costa, com ocupação da região dinâmica das praias e dunas; e o crescimento exagerado do delta de vazante da baía de Guaratuba, o que interferiria na dinâmica da praia Brava de Caiobá.

A praia Central de Matinhos, que começou a ser urbanizada na década de 20, já em meados da década de 30 recebeu uma proteção com blocos de pedra em sua parte sul, visando proteger uma considerável quantidade de casas construídas à beira-mar. Desde a década de 30 a praia teria avançado e recuado periodicamente, entretanto, a partir da década de 80, o processo erosivo se intensificara em decorrência da alteração da dinâmica do delta. Em ambas as praias a ocupação inadequada invadira a faixa dinâmica da praia, acelerando e evidenciando o processo erosivo.

Também decorrente deste processo, tendo em vista que o transporte residual de sedimentos ocorre no sentido de sul para norte (Alfredini, 2005), as praias dos Balneários Flórida e Riviera vinham sofrendo um forte processo erosivo. Além disso, um agravante estaria na construção de uma avenida sobre a faixa de praia.

Assim, buscando-se reverter a situação originada pela combinação do desequilíbrio de sedimentos, de ocupações mal planejadas e das ressacas, que vêm destruindo e comprometendo boa parte da infraestrutura turística e de lazer dos balneários, e nos últimos anos vêm prejudicando enormemente os turistas e moradores das cidades litorâneas, o projeto sugere a construção de obras de proteção costeira.

As intervenções ora propostas no presente projeto se dividem em dois grupos:

- Estruturas Semirrígidas:

Consistem nos guias-correntes a serem implantados no canal da Avenida Paraná e no desemboque do rio Matinhos, no espigão ao norte da Praia Brava, nos headlands localizados nos balneários Riviera e Florida.

- Estrutura Flexível:

Consiste na recuperação da orla por meio da reposição de areia (engordamento artificial) proveniente de jazida na plataforma submarina.

A Figura 1-1 mostra a localização das intervenções propostas.

As estruturas semirrígidas deverão ser construídas antes do engordamento artificial. Isto é para evitar que sejam embasadas sobre uma camada de areia que poderá ser erodida. A inversão da ordem de construção poderá ocasionar recalques indesejáveis nas estruturas semirrígidas. A exceção ficará por conta de um possível engordamento artificial, onde são escolhidos locais que não comprometam a execução das estruturas semirrígidas e que estejam sofrendo um processo erosivo mais intenso.



Figura 1-1: Localização das estruturas propostas.

2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO

2.1 Marés e Níveis d'Água

2.1.1 Maré Astronômica

Chamam-se de maré astronômica, ou simplesmente “maré”, a variação do nível médio do mar que ocorre em resposta à atração gravitacional exercida pelo Sol e pela Lua e à força centrífuga originada do movimento do sistema Terra-Lua-Sol. A oscilação de nível médio do mar ($\zeta(t)$) pode ser interpretada num determinado ponto do oceano, como uma superposição de ondas periódicas, com períodos (fixos) determinados a partir de fatores astronômicos, que podem ser obtidos através da expressão:

$$\eta(t) = \sum_{j=1}^N \zeta_j \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi}{T_j} t - \Phi_j\right) \quad (1)$$

onde: ζ_j , T_j e Φ_j são respectivamente a amplitude, o período e a fase em graus de cada uma das componentes da série, que são denominadas componentes harmônicas da maré astronômica. Pelo seu caráter determinístico, a maré astronômica num determinado ponto do oceano pode ser prevista se as amplitudes e fase das componentes (válidas para aquele local apenas) forem determinadas. As componentes da maré se propagam pelos oceanos como ondas longas, passando por modificações de amplitude e fase de um local para outro, em função da latitude, da topografia do fundo, etc.

As marés astronômicas têm duas fases: sizígia e quadratura. A maré de sizígia (ou maré viva) acontece nas luas cheia e nova. Nesta fase, as forças gravitacionais da lua e do sol se somam, causando uma elevação da altura da maré maior, ou seja, uma maior diferença entre preamar e baixa-mar. A maré de quadratura (ou maré morta) ocorre nas luas crescente e minguante, e causa uma menor oscilação do nível do mar.

Enquanto os principais períodos de oscilação da maré astronômica são da ordem de 12 e 24 horas, os principais períodos de oscilação da maré meteorológica são usualmente maiores do que 72 horas. Desta forma, uma maneira de se identificar a maré meteorológica em uma medição de nível d'água, é através de uma filtragem da série temporal que elimine os períodos menores do que 72 horas.

As Tábuas de Maré publicadas pela Marinha do Brasil consideram apenas o efeito astronômico da maré. Esta publicação apresenta as alturas e instantes das preamares e baixa-mares para quase todos os portos da costa brasileira. Para Barra de Paranaguá – canal da Galheta, a Tábua de Maré apresenta um nível máximo de sizígia de 1,6 m e o nível médio de 0,79 m.

A maré meteorológica (explicada na próxima seção) pode causar a elevação ou o abaixamento do nível do mar e o atraso ou o adiantamento dos instantes de ocorrência das preamares ou baixa-mares. Nestas condições, as preamares ou baixa-mares podem ser mais altas ou mais baixas do que as alturas previstas nas Tábuas de Maré.

2.1.2 Maré Meteorológica

Chamam-se de maré meteorológica as variações de nível médio do mar que ocorrem devido a dois principais agentes meteorológicos: a incidência do vento sobre a superfície livre, que pode proporcionar o empilhamento de água na costa ou o rebaixamento do nível d'água; e as variações de pressão atmosférica, que podem resultar em aumento ou diminuição do nível médio do mar.

Geralmente, as marés astronômica e meteorológica ocorrem simultaneamente, não sendo uma tarefa trivial identificar a contribuição de cada uma delas nas variações do nível d'água.

A maré meteorológica pode ser o resultado de um forçante local, ou seja, ela pode estar associada diretamente ao vento local ou às variações locais de pressão atmosférica, mas pode estar também associada a efeitos remotos. Isso se deve ao fato das variações de nível médio geradas pelo vento ou pelas variações de pressão atmosférica poderem se propagar pela plataforma continental por milhares de quilômetros. No hemisfério Sul, essa propagação tem sentido de Sul para Norte sendo sua origem na costa de Santa Catarina ou do Rio Grande do Sul. Por todas essas razões e devido aos processos meteorológicos terem caráter aleatório, a análise das causas da maré meteorológica e a sua previsão são uma tarefa muito difícil e exige a análise de longas séries de dados de vento, nível d'água e pressão atmosférica em diferentes pontos.

Neste trabalho será considerada uma sobrelevação máxima do nível médio do mar devido aos efeitos meteorológicos de 1,0 m.

2.1.3 Sobrelevação devido as Ondas (*wave setup*)

As ondas ao arrembentarem na costa tem a capacidade de sobrelevar o nível d'água local. Seguindo a metodologia desenvolvida por Goda (1985), descrita em U.S. Army (2006), e considerando a atuação de uma ressaca com ondas de 5m, chegou a uma sobrelevação de 0,4m do nível d'água.

2.1.4 Sobrelevação do Nível do Mar

Por outro lado, considerando efeitos de longo prazo, foi apresentado em IPCC (2007) um estudo sobre as mudanças climáticas devidas a fatores naturais e humanos. Neste trabalho é realizada uma análise de taxas de elevação do nível do mar e estimadas as contribuições devido as diferentes fontes, estando o resultado na Tabela 2-1. O valor observado para a elevação total do nível do mar para o período de 1993 a 2003 foi de $0,31 \pm 0,07$ m por século, isto é, podendo variar de 0,24 a 0,38m.

IPCC (2019) apresenta projeções baseadas em modelos de aumento global do médio do nível do mar (em relação a 1986-2005). Os resultados sugerem uma faixa indicativa de 0,26 a 0,77 m em 2100 para $1,5^\circ \text{C}$ de aquecimento global. Contudo, como o próprio relatório ressalta, estes valores podem variar muito conforme o local estudado.

Assim, considerou-se o valor de **0,5m** como previsão da elevação do nível do mar neste nos próximos 100 anos.

Tabela 2-1: Taxa de Elevação do Nível do Mar.

Source of sea level rise	Rate of sea level rise (m per century)	
	1961-2003	1993-2003
Thermal expansion	$0,042 \pm 0,012$	$0,16 \pm 0,05$
Glaciers and ice caps	$0,050 \pm 0,018$	$0,077 \pm 0,022$
Greenland ice sheets	$0,05 \pm 0,12$	$0,21 \pm 0,07$
Antartic ice sheets	$0,14 \pm 0,41$	$0,21 \pm 0,35$
Sum of individual climate contributions to sea level rise	$0,11 \pm 0,05$	$0,28 \pm 0,07$
Observed total sea level rise	$0,18 \pm 0,05$	$0,31 \pm 0,07$

Fonte: IPCC (2007)

2.1.5 Níveis d'Água Extremos

Somando os níveis máximos astronômicos (1,6 m), meteorológicos (1,0m) e sobrelevação devido as ondas (0,4m) ter-se-ia uma elevação máxima do nível d'água de 3,0 m, referida ao zero DHN (Diretoria de Hidrografia e Navegação).

Somando os valores de previsão do nível máximo de marés, de 3,0 m, com o valor recomendado para a elevação do nível do mar neste, nos próximos 100 anos - de 0,5 m - obtêm-se o nível extremo de 3,5 m (DHN), que se refere à cota 2,4 m do IBGE.

2.2 Topobatimetria

Os levantamentos topográficos e batimétricos da região em estudo foram realizados pela empresa CHD no período de fevereiro a março de 2008. A batimetria considerou o trecho compreendido entre o morro dos Bois, ao sul, e o balneário Flórida, mais ao norte; prolongando-se até a profundidade próxima a -6 m (referência IBGE). A topografia, por sua vez, restringiu-se especificamente aos setores onde serão implantadas as estruturas rígidas. A escala do levantamento foi de 1:10.000.

O levantamento dos perfis da orla marítima foi realizado pela empresa AMB Planejamento Ambiental (2012) no período de agosto a setembro de 2012. Nesta campanha, foram levantados 65 perfis transversais, sendo 29 perfis localizados na praia de Caiobá e 36 na praia de Matinhos. O espaçamento entre cada perfil foi de cerca de 100 m, sendo utilizado como ponto de referência a RN 3005-H (Paranacidade) com altitude de 3,35 m.

2.3 Onda de Projeto

A energia das ondas é o principal forçante para o dimensionamento de estruturas de proteção de costa. Assim, a onda de projeto é de fundamental importância, pois é a partir dela que se dimensiona o peso das pedras (que é função do cubo da altura da onda), a cota de coroamento da estrutura e a largura do quebra-mar.

Uma das maiores dificuldades de estudos estatísticos de ondas é a obtenção de uma série temporal suficientemente longa que tenha representatividade para períodos de retornos utilizadas

para obras costeiras (ex: 100 anos). Assim, para caracterizar adequadamente o clima de ondas foram utilizados os bancos de dados de reanálise gerados pelo IH Cantabria no projeto “Efectos del cambio climático en la costa de América Latina y el Caribe“ - Efeitos as mudanças climáticas na costa da América Latina e o Caribe, em português - sob a propriedade intelectual do CEPAL (PDS Litoral, 2018).

A reanálise GOW (Global Ocean Waves) fornece dados horários de vento e ondas de 1948 até o presente com uma resolução espacial de $0,1^\circ \times 0,1^\circ$ e é forçada com reanálises atmosféricas NCEP / NCAR e downscaling dinâmico de vento de alta resolução (SEAWIND NCEP de 30 Quilômetros, IH Cantábria).

Este banco de dados foi simulado com o modelo numérico WaveWatch III que é forçado com a reanálise do vento SeaWind-NCEP. O modelo de onda usado é um tipo hindcast de 3^o geração chamado WaveWatch III, criado pela Administração Nacional Atmosférica e Oceânica dos EEUU. (NOAA). O WaveWatch III é um modelo espectral de ondas do oceano que possui habilidades particularmente notáveis na previsão de swells de longa distância, graças aos avançados métodos numéricos incorporados no algoritmo correspondente à propagação.

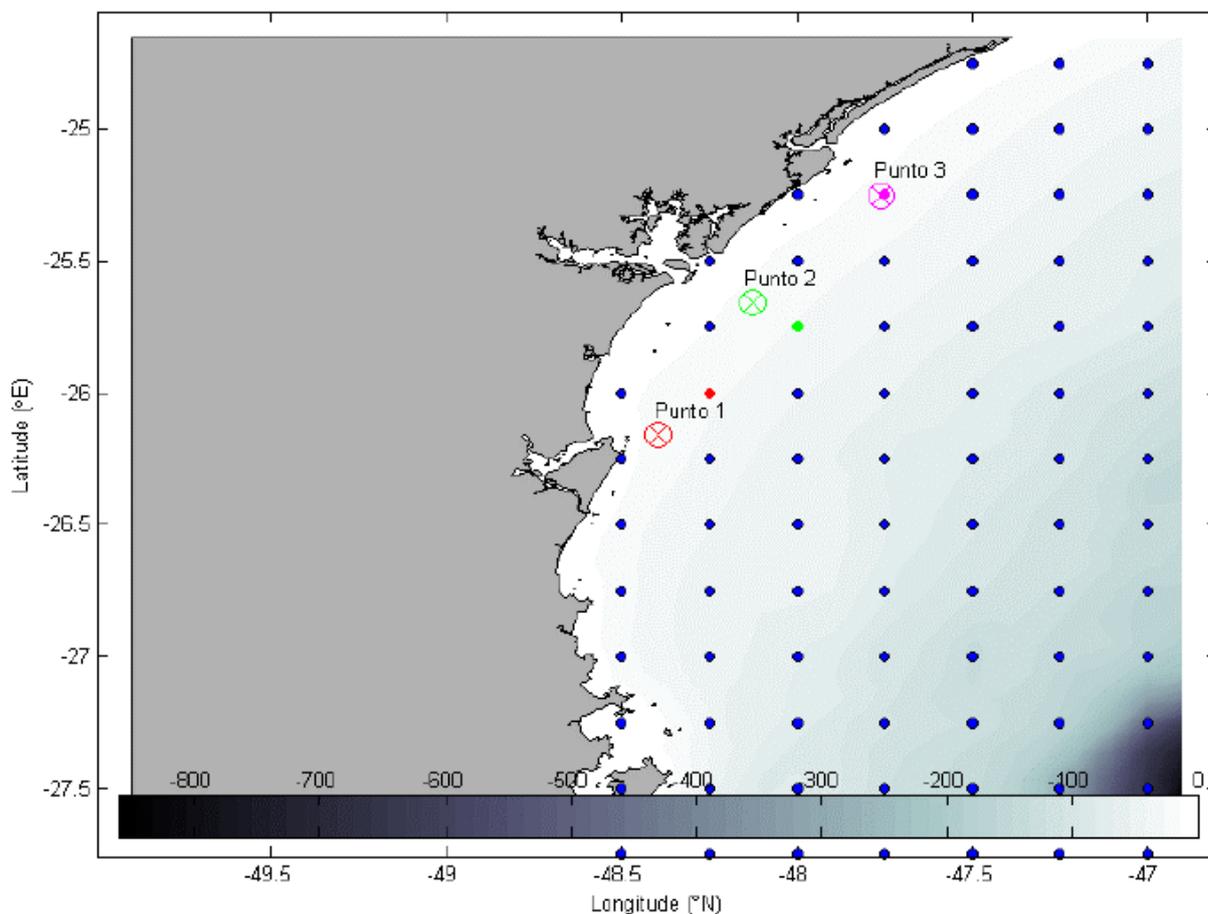
Com a reanálise do GOW-DOW, temos um banco de dados de 60 anos de ondas validadas, atualizadas, com resolução de tempo temporal e com resultados detalhados ao longo do litoral, cuja resultância são ambos parâmetros de ondas agregados e espectros direcionais.

2.3.1 Estatística de Onda

Para a descrição geral da ondulação na costa do Paraná, foram analisados pontos GOW-DOW, ao longo da costa, obtendo-se os regimes médios e extremos. Este documento apresenta os resultados, para toda a costa, de vários parâmetros representativos dos regimes de clima marinho médio e extremo.

Conforme apresentado em PDS Litoral (2018) existem dois pontos (Ponto 1 e Ponto 2) de dados nas proximidades da orla de Matinhos, como mostrado na Figura 2-2. Já a Figura 2-3 e a Figura 2-4 mostram os resultados estatísticos para determinação do Regime Extremo de Onda Significativa para os Pontos 1 e 2, respectivamente.

Os ajustes destas distribuições para um tempo de retorno de 100 anos obtiveram uma altura significativa de onda de 5,4 metros para ambos os pontos.

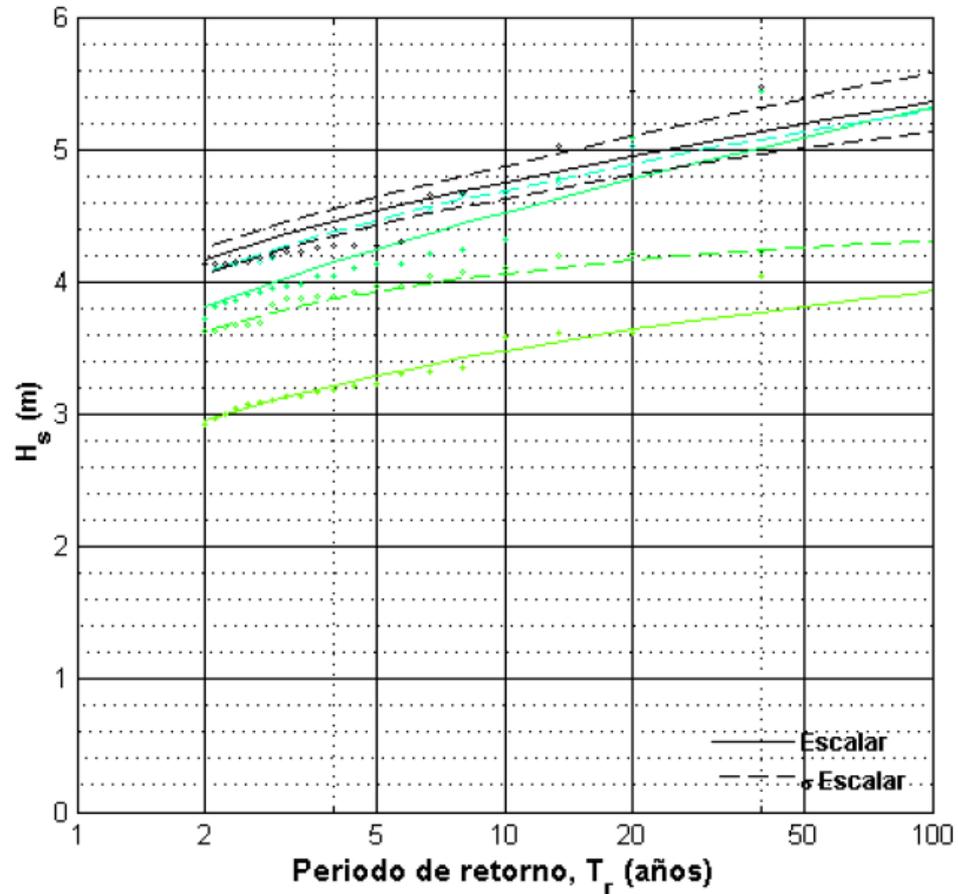


Fonte: Aquática Ingeniería Civil (2018) apud PDS Litoral (2018)

Figura 2-2: Localização dos Pontos DOW analisados.

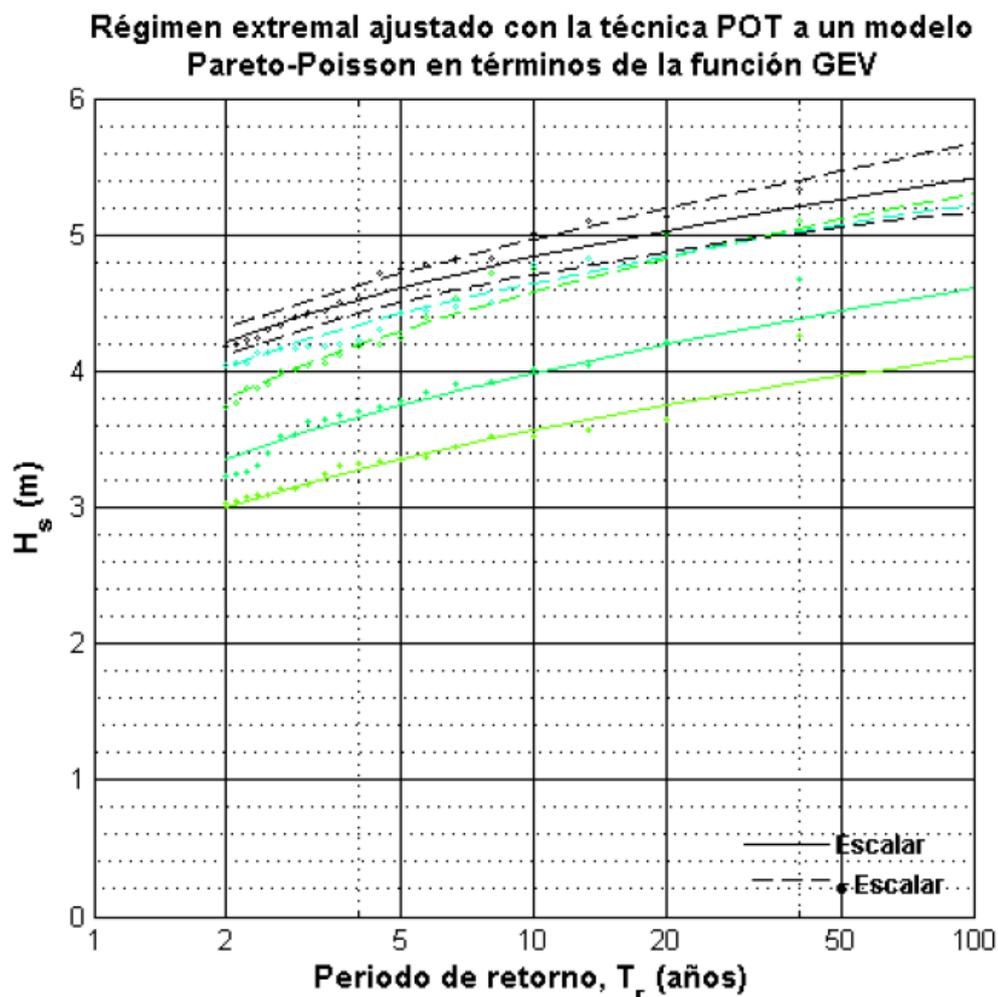


Régimen extremal ajustado con la técnica POT a un modelo
Pareto-Poisson en términos de la función GEV



Fonte: IH-Cantabria (2018) apud PDS Litoral (2018)

Figura 2-3: Regime Extremo de Onda Significativa – Ponto 1.



Fonte: IH-Cantabria (2018) apud PDS Litoral (2018)

Figura 2-4: Regime Extremo de Onda Significativa – Ponto 2.

2.3.2 Onda de Projeto Adotada

Tendo em vista que as estruturas se assentarão em pequena profundidade e dado que as ondas atuantes no local são provenientes de mar aberto, será considerado o limite da arrebentação pela profundidade para determinação da altura de onda máxima local.

Considerando o limite de arrebentação progressiva, no qual a altura de arrebentação é limitada em 78% da lâmina d'água local (soma da profundidade com níveis de maré), obtém-se as alturas máximas de onda descritas na Tabela 2-2 para cada estrutura projetada. Ressalta-se que o limite de arrebentação progressiva é comumente aplicado em engenharia costeira, além disso, este tipo de arrebentação é o que normalmente ocorre nas praias da região em estudo, conforme foi observado em visita de campo.

Tabela 2-2: Alturas das ondas do projeto.

Parâmetro	Estrutura						Headland Riviera	Headland Florida
	Guia Correntes Av. Paraná		Espigão Praia Brava	Guia Correntes Canal Matinhos				
	Norte	Sul		Norte	Sul			
NA_{max} IBGE (m)	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	
Prof. $_{max}$ sobe estrutura IBGE (m)	1,5	4,0	2,2	2,0	4,5	1,8	1,8	
Lâmina d'água (m)	3,8	6,3	4,5	4,3	6,8	4,1	4,1	
H_{max} (m)	3,0	4,9	3,5	3,4	5,3	3,2	3,2	

2.4 Estimativa da Capacidade de Transporte das Ondas ao Longo da Costa

2.4.1 Introdução

Ao atingirem uma praia, as ondas dissipam grande parte de sua energia através do processo de arrebentação e também através do transporte de sedimentos. Este transporte ocorre perpendicular e paralelamente a ela. O transporte perpendicular (ou transversal) é responsável pela modificação do perfil da praia. Por isso, é possível observar que durante a ocorrência de tempestades a praia se torna bastante estreita e são formados bancos de areia mais afastados dela, em maiores profundidades. Já durante períodos de bom tempo a praia apresenta uma faixa de areia mais larga.

O transporte paralelo à praia deve-se às ondas que arrebentam obliquamente na mesma, que geram uma corrente longitudinal a ela ao mesmo tempo que colocam em suspensão os sedimentos ali presentes, acarretando considerável deslocamento da areia.

Para o caso do litoral em estudo - o litoral de Matinhos -, onde se deseja implantar estruturas para fixação de embocaduras e retenção de engordamento artificial da praia, a modalidade de transporte de sedimentos de interesse é a longitudinal, pois é este tipo de transporte que desloca a areia ao longo dela, defronte às embocaduras. O sentido deste transporte, da esquerda para direita ou da direita para esquerda, é determinado pela direção com que as ondas atingem a praia. Já a intensidade do transporte é determinada pela altura e ângulo de ataque das ondas incidentes e por características geomorfológicas da praia em estudo.

A seguir descreve-se o método de cálculo do transporte litorâneo.

2.4.2 Cálculo do Transporte Litorâneo

O transporte de sedimentos na praia, daqui em diante chamado de transporte litorâneo, será calculado pela fórmula descrita no Shore Protection Manual (CERC, 1984). Sua expressão é dada por:

$$q_s = K' (E.C_g)_b \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad 2-1$$

onde:

q_s = capacidade de transporte da onda dada em m^3/s ;

$(E.C_g)_b$ = potência da onda na arrebentação;

$E = \rho g H^2 / 8$ = energia da onda;

ρ = massa específica da água do mar (1.025 kg/m^3);

g = aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m/s}^2$);

C_g = celeridade de grupo da onda (m/s);

α_b = ângulo de ataque da onda na arrebentação;

$K' = 0,77 / (\rho_{ss} g a')$ = coeficiente de calibração;

ρ_{ss} = massa específica do grão submerso (1.625 kg/m^3);

a' = índice de vazios (0,6).

A fórmula acima calcula a capacidade de transporte litorâneo de um determinado trem de ondas. Multiplicando-se tal vazão pela probabilidade de ocorrência deste trem de ondas, obtém-se o provável volume de sedimentos transportado pelo trem de onda na unidade de tempo considerada (durante um dia, por exemplo). Calculando a taxa de transporte para todos os rumos, períodos e alturas de ondas geradas, multiplicando-se pela probabilidade de ocorrência de cada evento e somando os valores para todos os casos possíveis, obtém-se o provável volume de sedimentos transportado naquele período de tempo (neste trabalho o período de tempo considerado é de um dia).

2.4.3 Rosas de Transporte Litorâneo no litoral de Matinhos

Os resultados de transporte litorâneo serão apresentados através de Rosas de Transporte Litorâneo (RTL). A principal vantagem desta forma de apresentação é a possibilidade de aplicação a todo um trecho de litoral estudado, permitindo uma rápida visualização da direção e da intensidade do transporte de sedimentos, para diferentes alinhamentos de praia e não apenas a um ponto do litoral. Por convenção, o transporte positivo (Q_+) é direcionado para a direita de

um observador de frente para o mar, e o transporte negativo, (Q_-) direciona-se para a esquerda deste mesmo observador. Tal divisão torna-se útil em diversas aplicações de engenharia costeira onde se necessita determinar o transporte litorâneo total, necessário à previsão do assoreamento de um canal de acesso, ou o transporte litorâneo residual, necessário para obras de transpasse artificial de sedimentos.

As RTL podem ser usadas como instrumentos para prever qualitativamente as consequências de alterações morfológicas na linha de costa, ou identificar se uma praia é ou não estável. A praia é considerada estável quando, após sofrer uma perturbação inicial, como um engordamento de praia ou dragagem, houver a tendência do restabelecimento da linha de costa natural. A linha de costa será considerada instável quando, ao sofrer tal perturbação inicial, os desequilíbrios causados aumentarem em magnitude.

O método de construção das RTL é apresentado em Cassar (1993). A sua utilização pode ser sintetizada nos seguintes itens:

- Determina-se a orientação da linha de costa onde é desejado conhecer o valor de transporte litorâneo;
- Com o azimute da ortogonal à costa em sentido ao mar, leem-se os valores de transporte negativo e positivo na RTL. O transporte residual é a diferença entre ambos.

A sequência compreendida entre a Figura 2-5 e a Figura 2-9 apresentam as RTL anual e trimestrais referentes ao litoral de Matinhos.

A análise das RTL indica que o azimute da ortogonal à praia tem alinhamento ‘médio’ de equilíbrio (ponto onde o transporte positivo e negativo se anulam) de 105° com o Norte Verdadeiro (NV), conforme pode ser obtido da Figura 2-5. No entanto, a ortogonal ao alinhamento médio em Matinhos com o NV tem azimute médio de 113° (segundo levantamento topobatimétrico). Para este alinhamento a praia apresenta um transporte residual anual de cerca de $-590 \text{ m}^3/\text{dia}$ o que equivale a $-216.000 \text{ m}^3/\text{ano}$ se processando de sul para norte (daí o sinal negativo).

Fazendo-se uma análise sazonal do transporte longitudinal de sedimentos, observa-se que de seguindo o azimute da ortogonal à praia, o trimestre de dezembro/janeiro/fevereiro – verão - (Figura 2-6) indica o mais alto valor do transporte litorâneo residual, orientado de norte para sul, ficando em torno de $+3.300 \text{ m}^3/\text{dia}$; e o alinhamento de equilíbrio é de 100° . Já no trimestre

março/abril/maio – outono – o transporte negativo é superior ao positivo, resultando num transporte residual de $-3.000 \text{ m}^3/\text{dia}$ (Figura 2-7), que movimenta os sedimentos de sul para norte. Neste período, o alinhamento de equilíbrio é de 123° . Valor residual negativo também foi obtido para o trimestre seguinte, junho/julho/agosto – inverno – de $-3.900 \text{ m}^3/\text{dia}$, como pode ser visto pela Figura 2-8; para este período a RTL também indica um alinhamento de equilíbrio de 123° . Para o período setembro a novembro – primavera – (Figura 2-9) o transporte residual volta a se processar para sul, com cerca de $+1.200 \text{ m}^3/\text{dia}$, e o alinhamento de equilíbrio é de 110° . Verifica-se, portanto, que há uma predominância de transporte negativo, movimentando os sedimentos para norte, sentido condizente com o das maiores ressacas oriundas do setor sul, que normalmente ocorrem nos meses de março à agosto, justamente no período em que acontece a estação do inverno, e que resultou no maior valor de transporte residual.

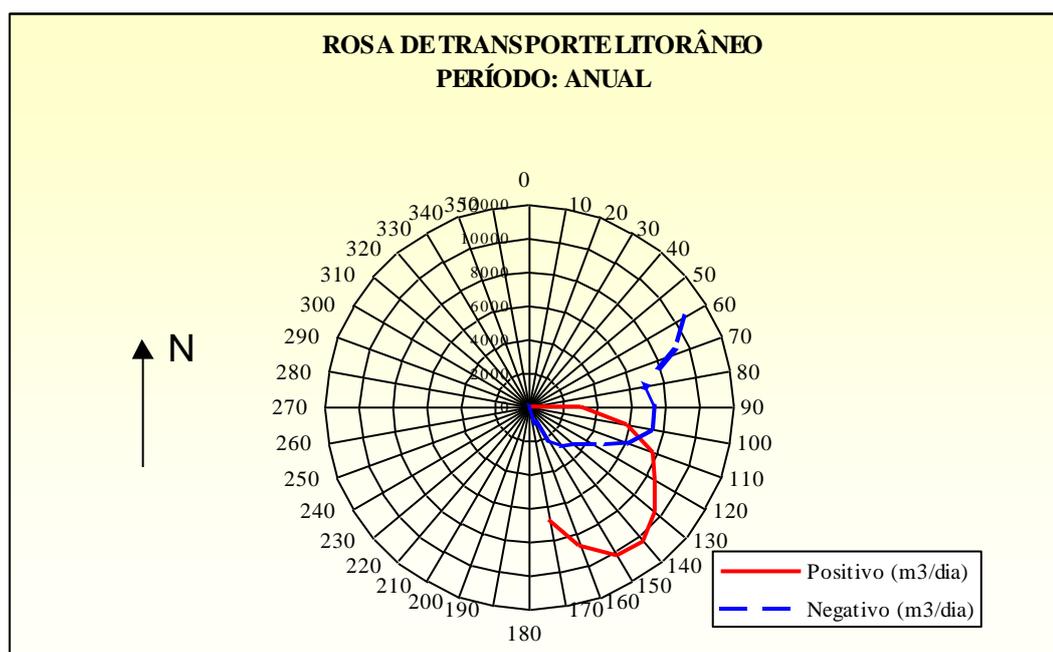


Figura 2-5: RTL – Período Anual

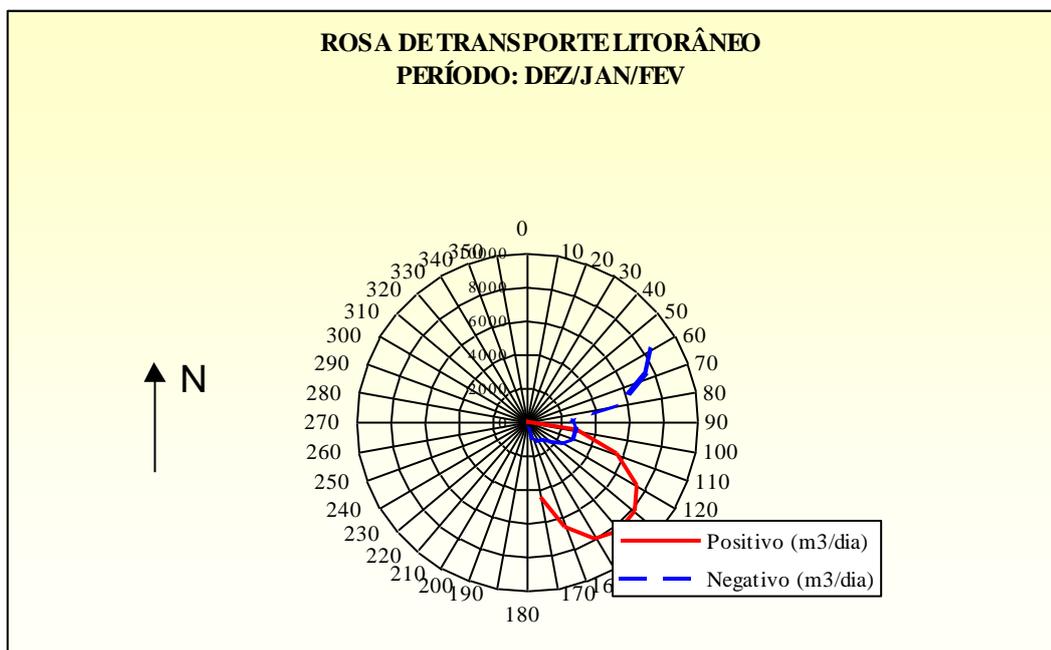


Figura 2-6: RTL - Trimestre Dez/Jan/Fev

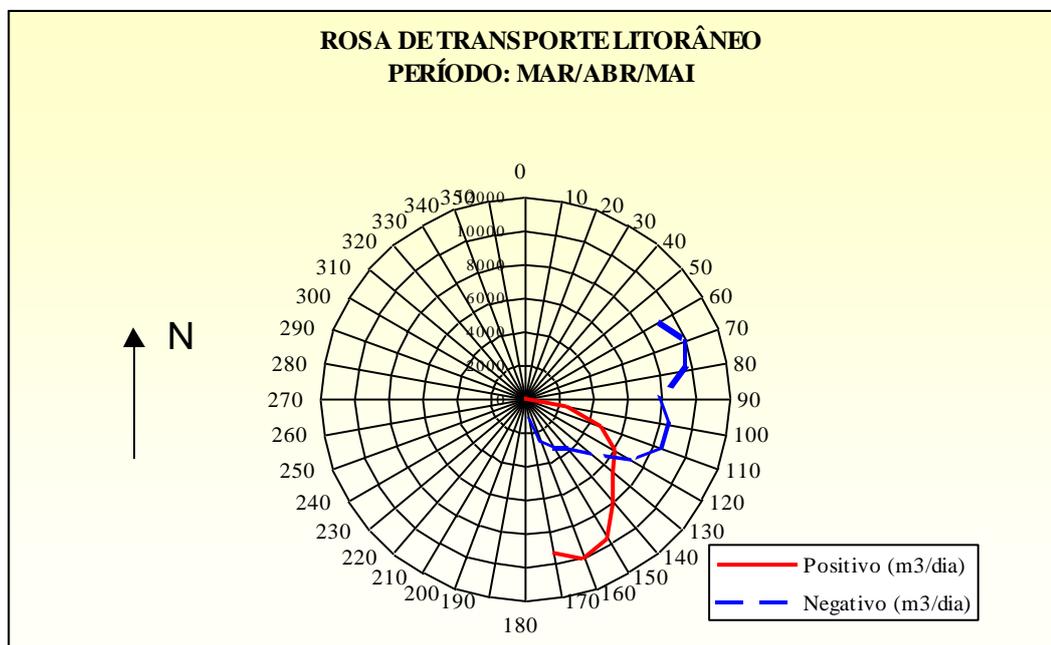


Figura 2-7: RTL - Trimestre Mar/Abr/Mai

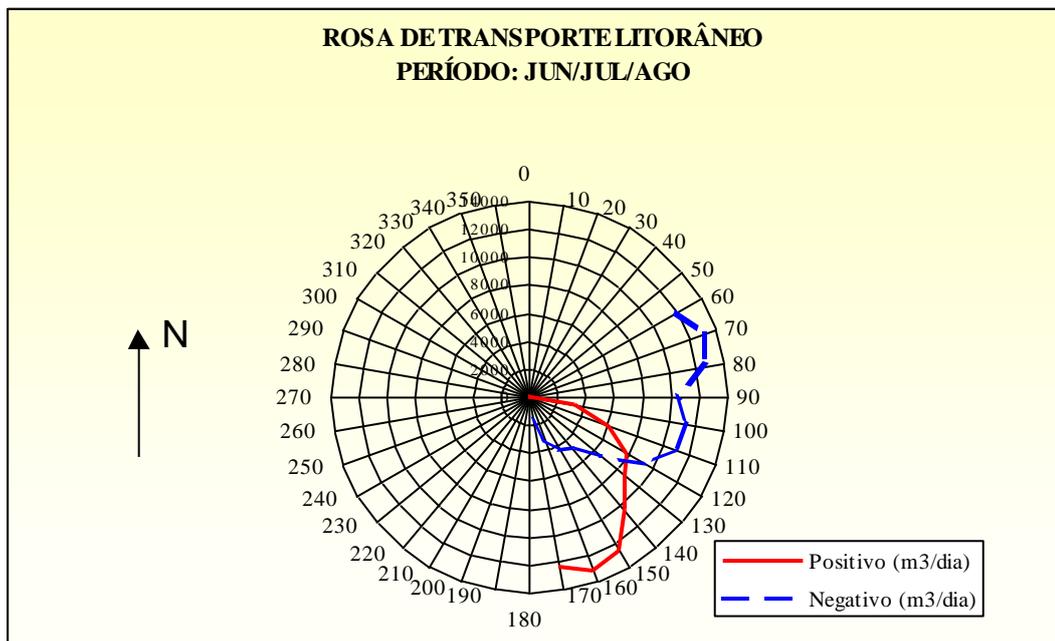


Figura 2-8: RTL - Trimestre Jun/Jul/Ago

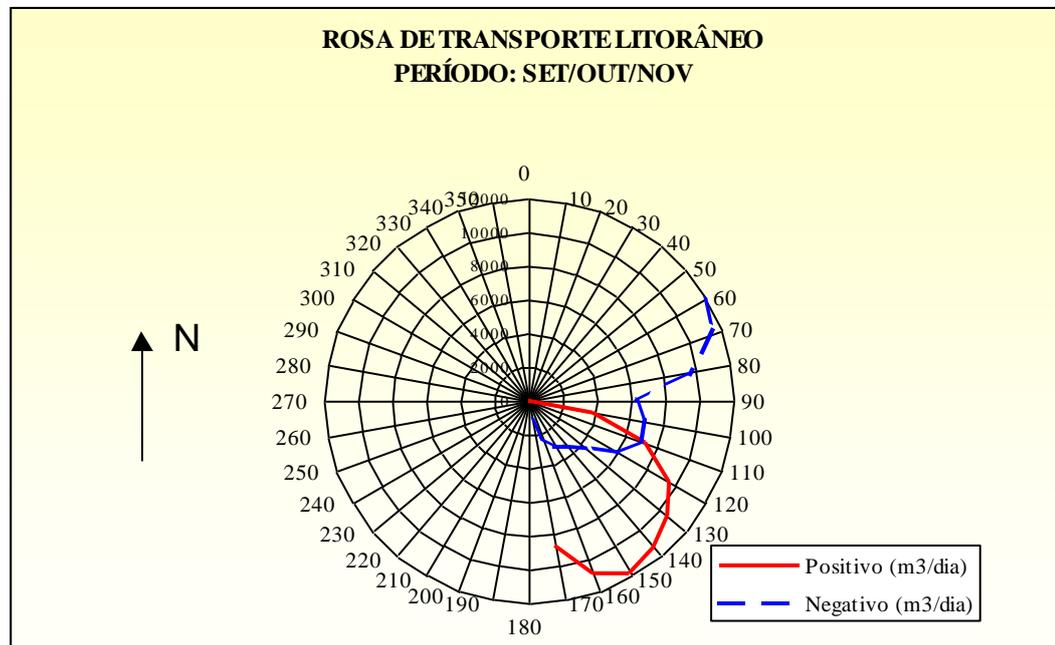


Figura 2-9: RTL - Trimestre Set/Out/Nov

3 PROJETO DAS ESTRUTURAS SEMI-RÍGIDAS

3.1 Introdução

Para a recuperação da orla marítima de Matinhos, foram projetadas estruturas semirrígidas em cinco locais distintos, sendo elas: guias-correntes Avenida Paraná, espigão norte Praia Brava, guias-correntes Canal de Matinhos, headlands dos Balneários Riviera e Florida.

O projeto destas estruturas envolveu o cálculo da altura, a escolha dos materiais e o dimensionamento do peso dos blocos e das dimensões das camadas, sendo considerada a análise de estabilidade das estruturas. Ressalta-se, que a estrutura projetada apresenta, em geral, as seguintes camadas de revestimento: o núcleo com partes de geoforma têxtil de alta densidade e rochas, além de filtro, brita, carapaça e concreto ciclópico (vide Figura 3-10).

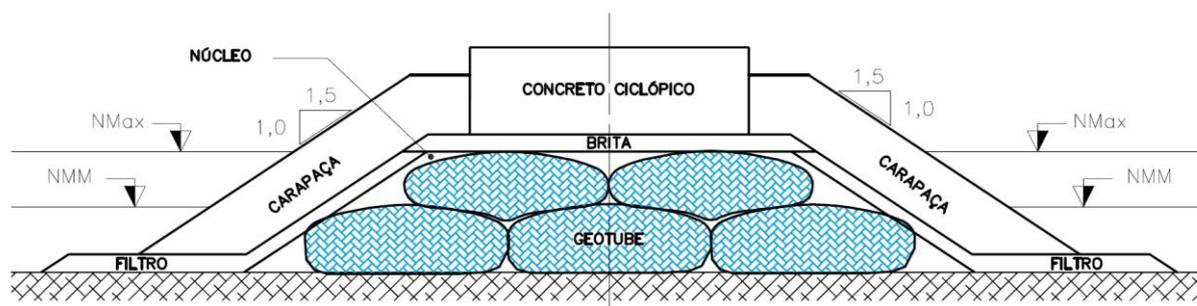


Figura 3-10: Esquema geral da seção transversal dos enrocamentos.

3.2 Dimensionamento de Peso de Blocos

Quebra-mares, molhes, guias-correntes e os headlands, são estruturas utilizadas para proteger linhas de costa oceânicas, estuarinas ou lacustres do ataque das ondas, além de fixar embocaduras. Essas estruturas estão submetidas ao ataque de ondas em seu corpo poroso. Dentre vários tipos de materiais, o mais utilizado são blocos de rocha, por ser abundante na natureza, de menor custo e por ter um método construtivo menos complexo. Outros materiais utilizados são blocos artificiais de concreto (cubos, tetrápodes, dolos, entre outros), gabiões, bolsacreto, geoforma têxtil de alta densidade, etc.

A escolha do material a ser empregado leva em consideração o peso do bloco calculado, a proximidade de pedreiras, a viabilidade de obtenção e transporte de blocos acima de determinado peso, dimensões adequadas da estrutura de abrigo e metodologia construtiva. O

dimensionamento das espessuras das camadas é feito levando-se em consideração a dimensão dos blocos.

3.2.1 Dimensionamento dos Blocos da Carapaça

O cálculo do peso dos blocos de pedra da carapaça é obtido segundo a formulação do Shore Protection Manual - SPM (CERC, 1984), descrita a seguir:

$$W = \frac{\gamma_r H_s^3}{K_D \left(\frac{\rho_r}{\rho_a} - 1 \right)^3 \cot g \alpha} \quad (3)$$

Onde:

W : peso do bloco na armadura principal ou carapaça (em kgf);

H_s : altura da onda de projeto (m);

γ : peso específico do bloco rocha (2.650 kgf/m³);

ρ_r : massa específica do bloco rocha (2.650 kg/m³);

ρ_a : massa específica da água do mar (1.025 kg/m³);

K_D : coeficiente de intertravamento (1,9 para cabeça e 2,0 para tronco);

$\cot g \alpha$: o talude da estrutura (1:1,5 m/m);

considera-se ainda uma variação do peso dos blocos de: $W_{\text{máx}} = 1,25 W$ e $W_{\text{mín}} = 0,75 W$.

Em alguns locais, devido ao elevado peso dos blocos de rochas calculados pela equação 3, foi considerada uma alternativa para substituí-los por blocos de concreto do tipo tetrápode para a carapaça. Estes blocos deverão ter volume de 4,361 m³, sendo os guias-correntes Sul da Av. Paraná o concreto a ser utilizado deve ter densidade de 2,6, no guia-correntes Sul do Canal Matinhos o concreto deve ter densidade de 2,73, e no espigão da Praia Brava e no guia-correntes Norte do Canal Matinhos o concreto deve ter densidade de 2,45. A carapaça deverá ter duas camadas de tetrápodes. Um croqui esquemático é apresentado na Figura 3-11, sendo as dimensões ilustradas neste croqui determinadas na Tabela 3-3.

O tetrápode é um bloco de concreto não armado que como o nome expressa, tem quatro pés (ou “pernas”), como mostrado na Figura 3-12. Estas “pernas” se intertravam entre blocos vizinhos, aumentando o coeficiente de intertravamento (K_D) e, conseqüentemente, diminuindo o peso do bloco. Assim, caso uma “perna” de um tetrápode venha a ser rompida, esta peça avariada deverá ser substituída imediatamente. Caso isto não ocorra, corre-se o risco de grandes danos na estrutura como um todo. Deve-se ressaltar que a probabilidade de quebra de uma “perna” é bastante reduzida.

Para evitar corrosão e, conseqüentes, danos aos tetrápodes, não será permitida a colocação de alças de aço engastadas no concreto para o içamento das peças. Para tal, deverá ser deixado um furo em uma das pernas, onde será inserida uma barra de aço de modo a permitir o içamento. A Figura 3-13 mostra este procedimento. Cabe ressaltar que esta barra de aço deverá ser retirada logo após a colocação da peça no lugar.

Tabela 3-3: Dimensões características do tetrápode.

	Volume (m ³ /unid)	
Dimensões (m)	A	4,361
	B	0,754
	C	0,377
	D	1,191
	E	1,174
	F	0,587
	G	1,608
	H	0,537
	I	2,497
	J	1,513
	K	0,757
	L	2,725
	L	2,999

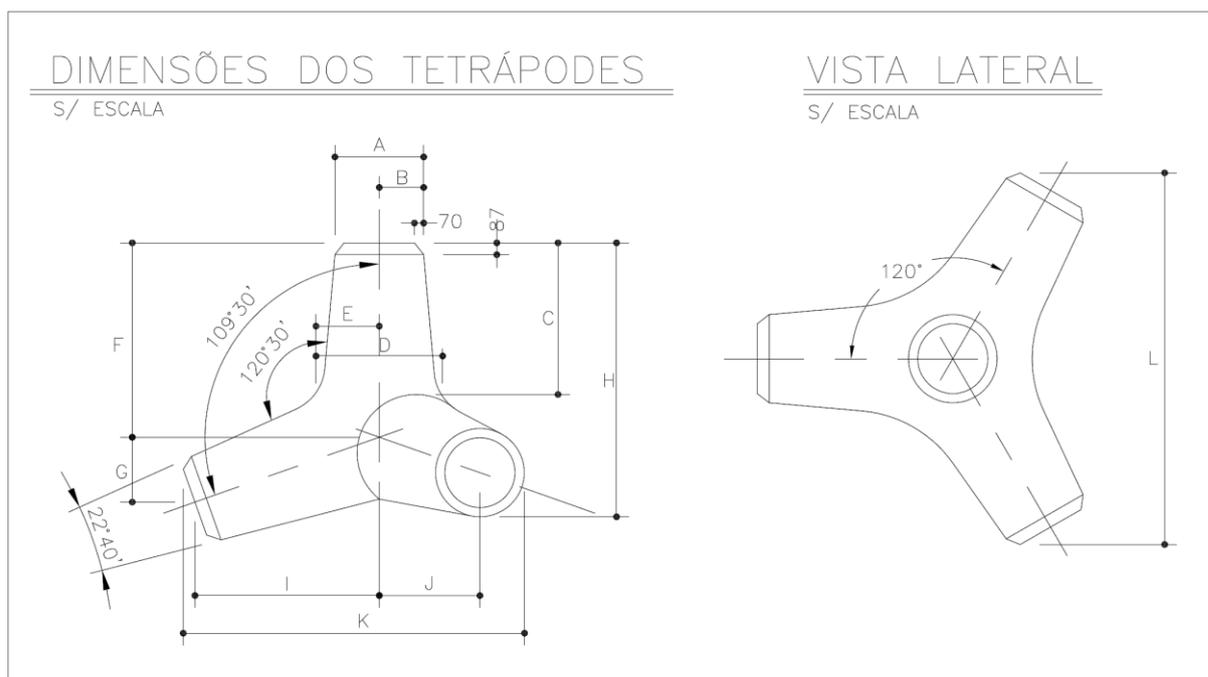


Figura 3-11: Croqui esquemático do modelo do tetrápode.



Figura 3-12: Exemplo de bloco de concreto tipo tetrápode.



Figura 3-13: Exemplo de içamento utilizando barra de aço no furo em uma das pernas.

3.2.2 Filtro e Núcleo

O peso dos blocos de rochas utilizados nas camadas de filtros foi calculado como sendo 10% do peso dos blocos da camada correspondente da carapaça, ou seja, se em uma seção os blocos de rochas da carapaça tiverem um peso de 1,0t, o filtro correspondente deverá ter blocos de rocha com peso de 0,1t, sempre considerando a variação do peso apresentada acima. Da mesma forma que na carapaça, a espessura da camada de filtro deverá, nas seções mais distantes da praia, ser capaz de conter dois blocos de rochas. Já nas seções iniciais esta espessura poderá ser correspondente a um bloco apenas.

Os núcleos das estruturas serão compostos de unidades de geoforma têxtil de alta densidade, que serão apresentadas mais detalhadamente no item 3.4.

3.3 Verificação de Galgamento

A verificação da ocorrência do galgamento foi calculada a partir da taxa média de galgamento, que de acordo com a formulação presente nos critérios de galgamento em Eurotop (2007), é descrita pela seguinte expressão:

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0,2 \exp\left(-2,3 \frac{R_c}{H_{m0} y_f y_\beta}\right) \quad (4)$$

onde:

- : taxa média de galgamento (m³/s/m);
- : altura significativa de onda (m);
- : borda livre medida a partir do nível médio do mar (m) = Coroamento – NA máx;
- : parâmetro de rugosidade = 0,38 para Tetrápode;
- : parâmetro de obliquidade da onda = 1 (assumido ataque de ondas normal ao molhe);
- : aceleração da gravidade = 9,81 m/s².

Considerando a cota de coroamento de cada estrutura separadamente, obtém-se uma taxa média de galgamento para as mesmas, dispostas na Tabela 3-4. Na realidade, essa taxa ainda é reduzida devido a existência da largura do topo do enrocamento, que seguindo formulação proposta por Besley (1999), varia para cada estrutura de 1% a 9% do valor calculado. Valores estes compatíveis com a utilização dos enrocamentos, considerando os valores admissíveis segundo Eurotop (2007), presentes na Tabela 3-5.

A formulação da redução é descrita a seguir, onde e é o fator redutor e b é a largura da crista ou berma.

$$C_r = 3,06 \exp\left(\frac{-1,5G_c}{H_{m0}}\right) \quad (5)$$

Os resultados mostraram que haverá galgamento, principalmente nos guias-correntes do Canal Matinhos. Assim, recomenda-se aviso aos frequentadores para não ir local em situações de ressacas.

Tabela 3-4: Taxa média de galgamento por estrutura.

Parâmetro	Estrutura						
	Avenida Paraná		Praia Brava	Canal Matinhos		Riviera	Florida
	Norte	Sul		Norte	Sul		
NA _{max} IBGE(m)	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
H _{m0} (m)	2,60	4,90	3,50	4,90	4,90	3,20	3,20
Cota de Coroamento (m)	6,20	8,00	5,85	6,40	6,40	5,50	5,50
R _c (m)	3,90	5,70	3,55	4,10	4,10	3,20	3,20
q (l/s/m)	0,30	5,95	8,85	42,92	42,92	8,43	8,43
Cr	0,01	0,14	0,04	0,14	0,14	0,03	0,03
q (l/s/m) Reduzido	0,00	0,85	0,37	6,15	6,15	0,24	0,24

Tabela 3-5: Classificação dos galgamentos.

Taxa de Galgamento (l/s/m)	Classificação
<0,1	Insignificante em relação ao resguardo de crista e talude interno da estrutura.
1	Crista e taludes internos podem começar a erodir se não protegidos (compostos de argila ou grama).
10	Ocorre algum galgamento para estruturas em enrocamento, porém muito menos significativo que para diques e aterros.
100	Há transmissão ondas em enrocamentos.

3.4 Geoforma têxtil de alta densidade

3.4.1 Uso da Tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade

O uso da tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade é proposto para composição do núcleo das estruturas do tipo espigão a serem construídos na cidade de Matinhos – PR. A seguir serão apresentadas as considerações do projeto para a especificação do material e seu dimensionamento.

3.4.2 Aspectos Gerais do Projeto

O projeto desenvolvido visa compor o núcleo das estruturas utilizando a tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade e a carapaça em pedra, com a intenção de reduzir o tempo de obra, tornar a obra mais econômica, melhorar a logística dos equipamentos e principalmente diminuir os impactos ambientais. A Figura 3-14 mostra uma seção transversal do projeto.

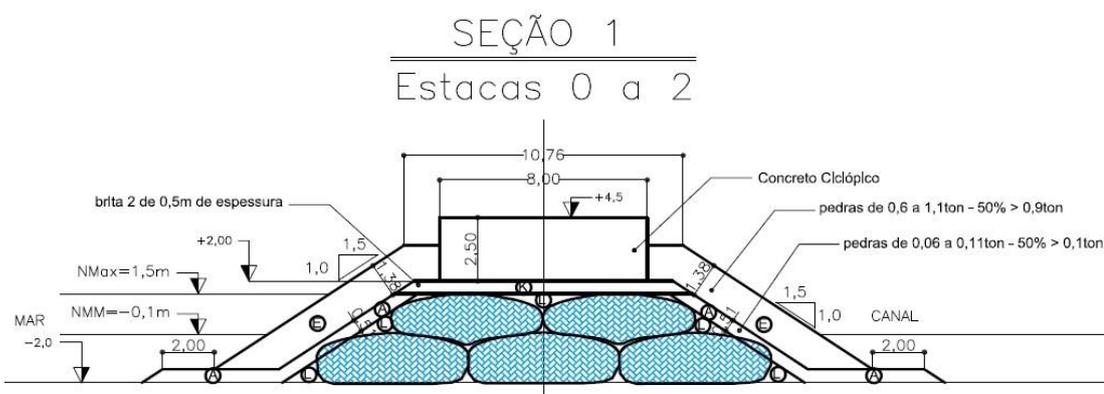


Figura 3-14: Seção transversal típica da solução

Foi proposta a utilização de unidades Geoforma têxtil de alta densidade com altura máxima de 2,00 m, empilhadas em forma de pirâmide, tendo como cota de base a cota do fundo do mar e cota de topo variando de acordo com a estrutura e indicada em projeto. A altura total de cada seção, portanto, varia de acordo com as profundidades locais.

3.4.3 Tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade

As unidades Geoforma têxtil de alta densidade são grande sacos de geotêxtil tecido de polipropileno de alta resistência, fabricado especificamente para esta aplicação, costurados sob

cuidados fundamentais para seu perfeito funcionamento e que são preenchidos através de portas de enchimento rígidas, denominadas Geoport, cuidadosamente desenvolvidas para esta aplicação e espaçadas conforme o comprimento da unidade. A Geoforma têxtil de alta densidade possui circunferências que variam entre 4,5m e 15m, e comprimento que pode chegar a 200m. Entretanto, por motivos construtivos e práticos os comprimentos mais comuns para aplicações marinhas variam entre 20 e 25m.

As unidades Geoforma têxtil de alta densidade são cheias de água e areia através de bombeamento, como o geotêxtil tecido é um material poroso, a água passa pelos poros rapidamente, permanecendo apenas a parte sólida no interior do Geoforma têxtil de alta densidade. Isto permite a formação de um elemento monolítico e rígido. A Figura 3-15 mostra uma visão geral longitudinal das dimensões básicas do Geoforma têxtil de alta densidade.

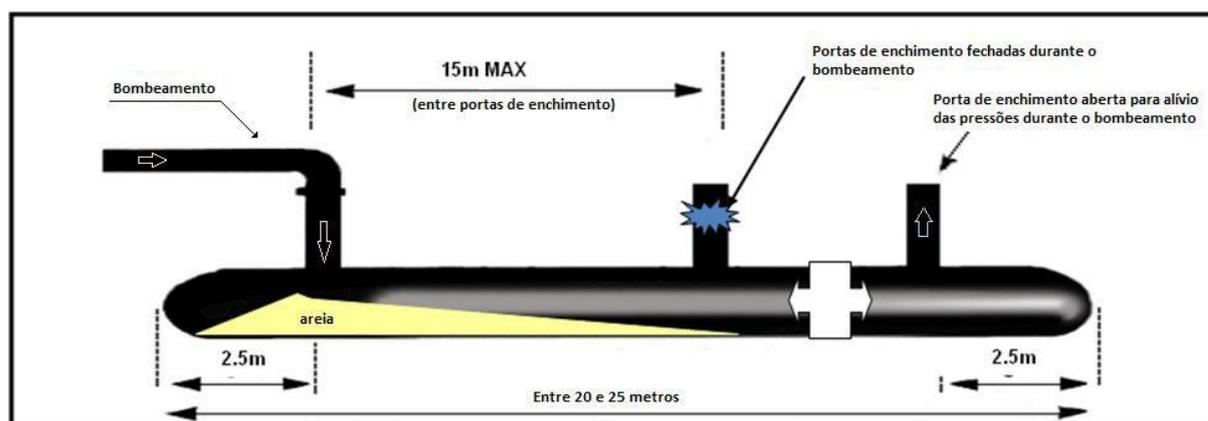


Figura 3-15: Aspecto geral das dimensões básicas de uma unidade Geoforma têxtil de alta densidade para aplicação marinha.

3.4.4 Dimensionamento

O dimensionamento para uso da Geoforma têxtil de alta densidade em aplicações marinhas considera principalmente as propriedades geométricas, geotécnicas, mecânicas e hidráulicas.

- Geometria

A Figura 3-4 mostra os parâmetros geométricos necessários para adequação a qualquer projeto. A forma do tubo é função das pressões internas e externas, velocidade de enchimento,

natureza do material de enchimento e seu adensamento, para o caso das areias que possuem “adensamento rápido”, a tendência é se depositarem brevemente na base e formar elementos mais arredondados no topo. Uma Geofoma têxtil de alta densidade preenchido com material fino, com baixos ângulos de atrito interno e coesão inicial, com adensamento lento, tenderá a assumir uma forma mais achatada no topo. É importante lembrar que a deformabilidade do geossintético também interfere na forma da seção transversal. A função que gera esta forma é regida por uma rotina matemática de relativa complexidade, entretanto, é possível simplificar os resultados conforme é mostrado na Figura 3-16.

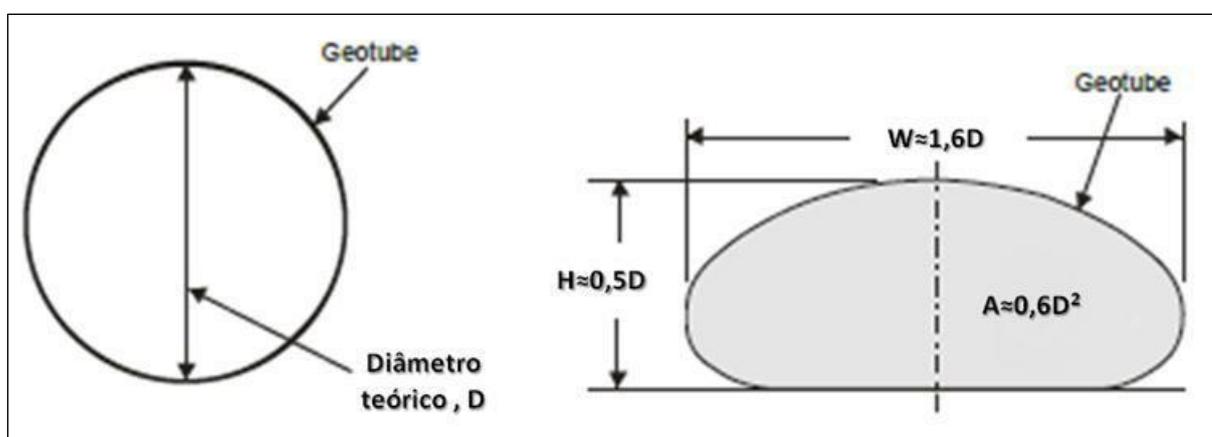


Figura 3-16: Dimensões aproximadas calculadas pelo software.

Dessa forma é possível criar *in loco* elementos com volume maior do que 200 m³ e massa com aproximadamente 400 ton. Esta massa é suficiente para atender ao projeto de controle de erosão na cidade de Matinhos – PR. A Figura 3-17 mostra as dimensões calculadas pelo software Simulator, especificamente para uma Geofoma têxtil de alta densidade com 13,7 m de circunferência e 2 m de altura. Para este projeto foram especificadas unidades de 20m e 10m de comprimento.

Cross Section



5/24/13		Project:		projeto Matinhos - PR	
Units:	Metric			Circumferential Tensile Force (T) =	17,72 kN/m
Water Level:	Fully Emerged			Geotube [®] Base Contact Width (B) =	4,78 m
				Geotube [®] Filled Width (W) =	5,86 m
Geotube [®] Height (H) =	2	m		Geotube [®] Cross Section Area (A) =	10,10 sq m
Geotube [®] Circumference (C) =	13,7	m		Geotube [®] Volume Per Unit of Length (V) =	10,10 cu m/m
Specific Gravity of Fill Material (SGint) =	1,6	sg		FS of Circumferential Failure =	5,0 FS
Geotube [®] Fabric Type:	GT500			Axial Direction FS (AFS) =	5,0 FS
Geotube [®] Fabric Type:	Rigid Mechanical			FS of Fill Port Failure =	4,5 FS

Figura 3-17: Dados de saída do software em que é calculada a geometria do Geoforma têxtil de alta densidade, as tensões às quais está submetido e os Fatores de Segurança.

- Geotecnia

As unidades Geoforma têxtil de alta densidade serão cheias com areia, a qual é o material ideal em termos geotécnicos, pois quando confinada alcança alta capacidade de suporte, o que permite que a Geoforma têxtil de alta densidade se torne um elemento estrutural, podendo ser empilhada e/ou alinhada. Uma vez instalada, a Geoforma têxtil de alta densidade permanece intacta e resistente a ondas e correntes conforme dimensionamento quanto aos parâmetros do projeto.

Em comparação à solução em pedra, a estrutura em Geoforma têxtil de alta densidade é mais leve, por conseguinte, representa uma sobrecarga menor. Outro ponto importante é que se trabalha com elementos maiores, que são cheios gradativamente por bombeamento, carregando o terreno de fundação de maneira melhor distribuída.

Estruturas submersas acabam tendo seu peso minorado pelo efeito do empuxo, entretanto, de maneira conservadora, a Geoforma têxtil de alta densidade foi considerada emersa e mesmo assim o menor Fator de Segurança é 4,5. A Figura 3-18 mostra um empilhamento com 11 camadas de unidades Geoforma têxtil de alta densidade em terra firme, o que é possível mesmo sem o alívio das tensões pelo empuxo.

A fim de evitar solapamento das unidades Geoforma têxtil de alta densidade durante o período de construção do núcleo serão instalados tapetes de ancoragem. A Figura 3-19 mostra uma ilustração.

Para obras marinhas, o exemplo da marina Stela Maris, Casablanca - Equador mostrado na Figura 3-20, mostra com clareza espigões que tiveram seu núcleo construído em Geoforma têxtil de alta densidade e coberto com pedra, tendo o seu topo um caminho de serviço para passagem de equipamentos pesados.



Figura 3-18: Foto tirada em Ashtabula, OH - EUA em processo de desaguamento de sedimentos contaminados em que o empilhamento final resultou em 11 camadas de unidades Geoforma têxtil de alta densidade.

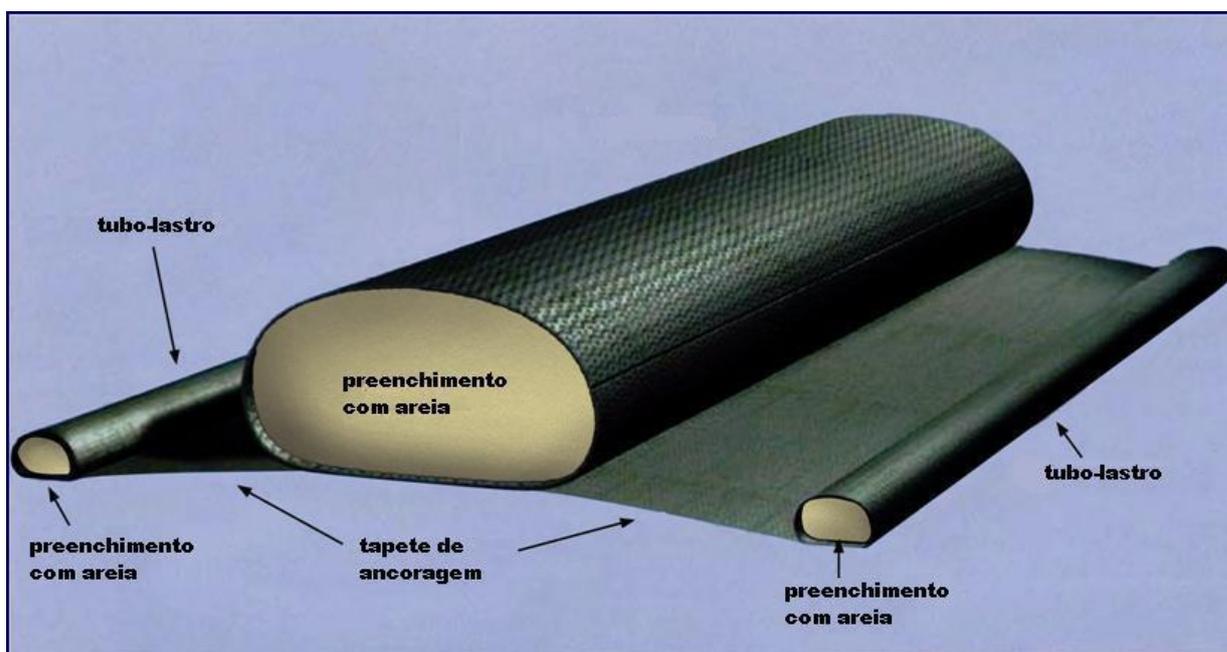


Figura 3-19: Elementos gerais da tecnologia Geoforma têxtil de alta densidade com destaque para o tapete de ancoragem - sistema anti-solapamento.



Figura 3-20: Espigões e diques de contenção de retroárea para construção de marina em Casablanca - Equador

- Propriedades mecânicas e hidráulicas

A Geoforma têxtil de alta densidade é constituída por geotêxtil tecido de alta resistência de polipropileno, denominado GT500, especialmente fabricado para esta aplicação, a fim de atender as solicitações mecânicas, que atingem o seu valor máximo durante o bombeamento. À medida que a água drena pelos poros do geotêxtil, as tensões são aliviadas e a areia confinada passa a servir de suporte para as unidades Geoforma têxtil de alta densidade que serão sobrepostas. Com uma resistência longitudinal de 78,8 kN/m e transversal de 109,4 kN/m é possível garantir Fatores de Segurança acima de 4,5.

A tração axial é aferida por cálculo diferencial utilizando as notações apresentadas na Figura 3-21. O software Simulator tem como dado de saída este valor que é comparado com as características do geotêxtil empregado, o qual é avaliado se possui resistência adequada, garantindo sempre fator de segurança $FS \geq 3,0$.

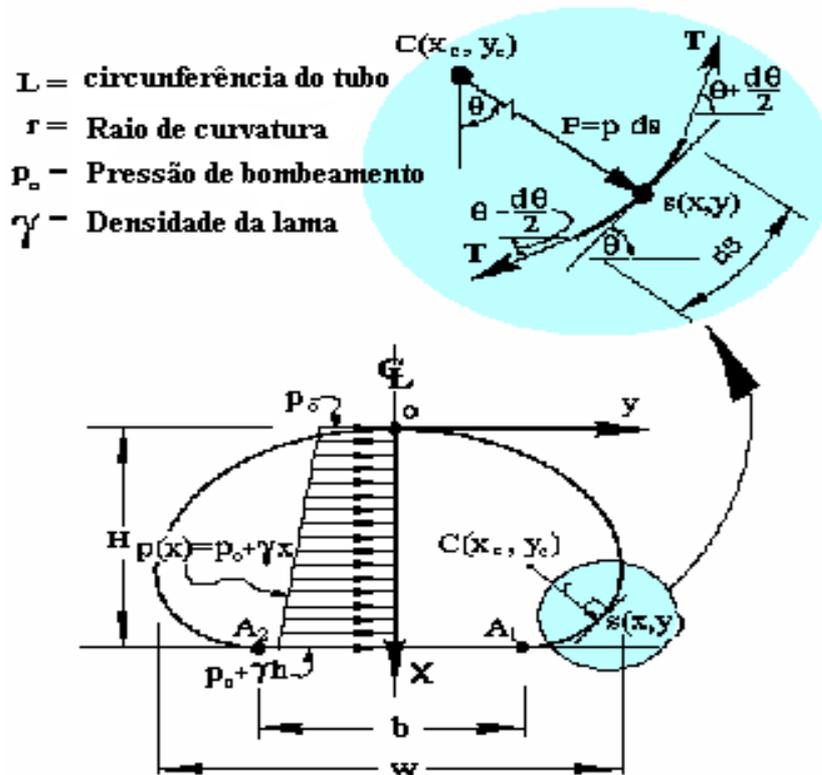


Figura 3-21: Ilustração gráfica e matemática para cálculo do esforço de tração no geotêxtil tecido constituinte da Geoforma têxtil de alta densidade.

Utilizando a seção transversal mostrada na Figura 3-14, pode-se observar que entre o maciço em areia que o núcleo se tornou ainda poderá contar com camadas de geotêxtil tecido de cada Geoforma têxtil de alta densidade, que conferem resistência a aumentam a estabilidade, entretanto, de maneira conservadora este ganho de resistência muitas vezes não é contabilizado pelo estudo geotécnico. A Figura 3-22 faz esse destaque.

Para evitar puncionamento das unidades Geoforma têxtil de alta densidade no momento da instalação das pedras da carapaça, será instalado um geotêxtil não tecido de gramatura $\geq 600 \text{ g/m}^2$.

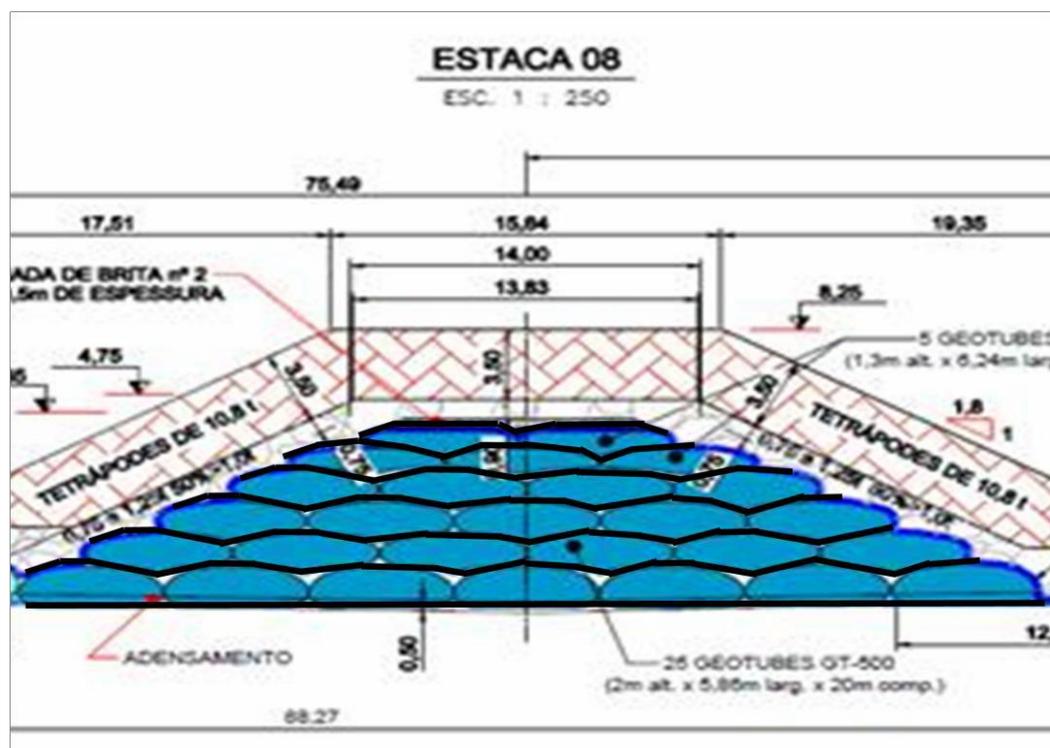


Figura 3-22: Núcleo de estrutura em Geoforma têxtil de alta densidade e as camadas reforçadas com geotêxtil tecido GT500.

Assim como o geotêxtil utilizado deve ser resistente aos esforços submetidos, também deve ser capaz de reter os grãos de areia no seu interior, permitindo a passagem da água que compõe a emulsão bombeada. Portanto, as propriedades hidráulicas também são alvo de análise quanto ao material que será bombeado para a Geoforma têxtil de alta densidade.

A Figura 3-23 mostra a especificação do geotêxtil GT500, com suas propriedades mecânicas e hidráulicas.



GT500

GT500 é um geotêxtil tecido composto por laminetes de polipropileno de alta tenacidade, que são tramados de forma a garantir que os elementos do tecido mantenham sua posição relativa. GT500 é inerte a degradação biológica e resistente a composições químicas, álcalis e ácidos.

Propriedades Mecânicas	Norma	Unidade	Valor Mínimo Médio	
			Longitudinal	Circunferencial
Resistência à tração – faixa larga (última)	ASTM D 4595	kN/m	78,8	109,4
Deformação em tração – faixa larga	ASTM D 4595	%	20 (Máx)	20 (Máx)
Resistência da costura	ASTM D 4884	kN/m	70	
Abertura aparente máxima do poro (AOS)	ASTM D 4751	mm	0.43	
Taxa de fluxo	ASTM D 4491	l/min/m ²	813	
Resistência a raios UV (% residual após mínimo de 500 horas)	ASTM D 4355	%	80	

Propriedades de Filtração	Norma	Unidade	Valor Típico
D ₅₀	ASTM D 6767	micron	80
D ₉₅	ASTM D 6767	micron	195

Propriedades Físicas	Norma	Unidade	Valor Típico
Massa por unidade de área	ASTM D 5261	g/m ²	585
Espessura	ASTM D 5199	mm	1,8

Figura 3-23: Especificação técnica do tapete de ancoragem.



4 ESPECIFICAÇÕES GERAIS DAS ESTRUTURAS SEMI-RÍGIDAS

Os itens a seguir, apresentarão as características gerais de cada estrutura propostas pelo projeto, antes, a Tabela 4-6 apresenta todos os tipos de pedras utilizados no projeto, detalhando o seu peso mínimo e máximo, bem como o peso que metade das pedras utilizadas deverá exceder. Já a Tabela 4-7 mostra as características dos tetrápodes.

Tabela 4-6: Peso dos tipos de pedras e do tetrápode.

Tipos de Pedras	W _{50%} (t)	W _m (t)	W _{máx} (t)
A	0,1	0,07	0,12
B	0,4	0,3	0,5
C	0,9	0,7	1,1
D	2,0	1,5	2,5
E	1,0	0,8	1,3
F	1,2	0,9	1,5
G	3,9	2,9	4,9
H	8,6	6,5	10,8
I	-	-	-
J	12,4	9,3	15,5
K (Brita 2)	-	-	-
L	tout venant	0,005	0,2

Tabela 4-7: Características dos tetrápodes.

Tipos	W (t)	Densidade (t/m ³)	Volume (m ³)
Tetrápode 1	10,7	2,45	4,36
Tetrápode 2	11,3	2,6	4,36
Tetrápode 3	11,9	2,73	4,36

4.1 Guias-correntes da Avenida Paraná

Esta estrutura consiste em guias-correntes, aqui denominados de guia-correntes sul e guia-correntes norte. O Sul apresenta 207m de extensão no tronco e com um trecho final em forma de headland, com raio máximo de 43m. O norte tem 161m e é composto por um tronco de 140m seguido do cabeço com raio de 21m..

Estas estruturas terão a função de ajudar na estabilização do canal de drenagem da Avenida Paraná, diminuindo o assoreamento na sua desembocadura.

Os eixos dos guias-correntes estão definidos pelos seus pontos notáveis, cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 4-8 e na Tabela 4-9 para os guias-correntes sul e norte, respectivamente.

Os volumes aparentes de pedra para as camadas dos guias-correntes sul e norte estão apresentados na Tabela 4-10 e na Tabela 4-11, respectivamente.

Tabela 4-8: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do guia-correntes sul da Av. Paraná.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	746.974,22	7.140.551,06
1	746.993,21	7.140.544,79
2	747.012,21	7.140.538,51
3	747.031,20	7.140.532,24
4	747.050,19	7.140.525,97
5	747.069,18	7.140.519,70
6	747.088,17	7.140.513,43
7	747.107,16	7.140.507,16
8	747.126,15	7.140.500,89
9	747.145,15	7.140.494,62
10	747.164,14	7.140.488,34
10+7,1	747.170,88	7.140.486,12



Tabela 4-9: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do guia-correntes norte da Av. Paraná.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	746.991,18	7.140.606,54
1	747.010,18	7.140.600,27
2	747.029,17	7.140.593,99
3	747.048,16	7.140.587,72
4	747.067,15	7.140.581,45
5	747.086,14	7.140.575,18
6	747.105,13	7.140.568,91
7	747.124,12	7.140.562,64

Tabela 4-10: Volume aparente de pedras e outros materiais para o guia-correntes sul da Avenida Paraná.

Tipo	Total (m³)
A	726
B	2.073
C	3.935
D	1.796
E	10.653
G	3.220
H	4.726
K	1.723
L	9.491
Concreto Ciclópico	9.862
Tetrápode tipo 2	11.318
Geoforma Têxtil	26.620

Tabela 4-11: Volume aparente de pedras e outros materiais para o guia-correntes norte da Avenida Paraná.

Tipo	Total (m³)
A	629
B	1860
C	1084
F	3391
G	3223
J	5176
K	926
L	2350
Concreto Ciclópico	2.273
Geoforma Têxtil	10.070

4.1.1 Espigão Norte Praia Brava

Para aumento da vida útil do engordamento no trecho norte da praia Brava de Caiobá, foi projetado um pequeno espigão. Esta estrutura terá como objetivo principal manter a largura da praia citada, após o engordamento. Além disto, haverá uma proteção maior do calçadão. Esta estrutura apresenta 85m de extensão no tronco e um cabeço com raio máximo de 25m.

O eixo do espigão está definido pelos seus pontos notáveis, cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 4-12. Os volumes aparentes de pedra para as camadas do espigão ao norte da praia Brava estão apresentados na Tabela 4-13.

Tabela 4-12: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do espigão ao norte da praia Brava.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	747632,99	7142043,30
1	747651,76	7142034,57
2	747669,89	7142026,13
3	747688,02	7142017,69
4	747706,15	7142009,25
4+5,2	747710,88	7142007,05

Tabela 4-13: Volume aparente de pedras e outros materiais - espigão norte da praia Brava.

Tipo	Total (m³)
B	1.159
C	931
D	788
E	1.749
F	1.624
G	2.014
H	1.668
K	674
L	2.406
Concreto Ciclópico	2.252
Tetrápode tipo 1	4.158
Geoforma Têxtil	7.513

4.1.2 Guias-correntes do Rio Matinhos

A estrutura do rio Matinhos também é composta por um par de guia-correntes. O guia-correntes sul parte perpendicularmente à praia, possui um trecho retilíneo de 200m seguido por um trecho curvilíneo de 100m com raio de 150m, terminando com o cabeço de raio de 77m até encontrar o fundo marinho; perfazendo uma extensão total de 327m. O guia-correntes norte possui apenas, com trecho reto de 180m, terminando com o cabeço de raio de 26m. Estas estruturas terão a função de ajudar na estabilização da desembocadura do rio Matinhos, diminuindo o assoreamento na sua desembocadura e melhorando a drenagem da região.

Os eixos dos guias-correntes estão definidos pelos seus pontos notáveis, cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 4-14 e na Tabela 4-15 para os guias-correntes sul e norte, respectivamente. Os volumes aparentes estimados para as camadas de cada guia-correntes, sul e norte, estão apresentados na Tabela 4-16 e na Tabela 4-17, respectivamente.



Tabela 4-14: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do guia-correntes sul de Matinhos.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	747.425,14	7.142.768,50
1	747.444,61	7.142.763,92
2	747.464,07	7.142.759,32
3	747.483,54	7.142.754,73
4	747.503,01	7.142.750,14
5	747.522,47	7.142.745,55
6	747.541,94	7.142.740,96
7	747.561,40	7.142.736,37
8	747.580,87	7.142.731,78
9	747.600,34	7.142.727,19
10	747.619,80	7.142.722,59
11	747.639,53	7.142.719,33
12	747.659,52	7.142.718,71
13	747.679,42	7.142.720,76
14	747.698,86	7.142.725,44
15	747.717,51	7.142.732,67

Tabela 4-15: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do guia-correntes norte de Matinhos.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	747.460,99	7.142.830,20
1	747.480,75	7.142.827,10
2	747.500,51	7.142.823,99
3	747.520,27	7.142.820,89
4	747.540,03	7.142.817,79
5	747.559,78	7.142.814,68
6	747.579,54	7.142.811,58
7	747.599,30	7.142.808,48
8	747.619,06	7.142.805,37
9	747.638,81	7.142.802,27



Tabela 4-16: Volume aparente de pedras e outros materiais - guia-correntes sul de Matinhos.

Tipo	Total (m³)
A	1536
B	2482
C	3118
D	983
E	9479
F	3465
G	4615
L	5867
Concreto Ciclópico	7276
Tetrápode tipo 1	2134
Tetrápode tipo 3	9606
Geoforma Têxtil	21.131

Tabela 4-17: Volume aparente de pedras e outros materiais - guia-correntes norte de Matinhos.

Tipo	Total (m³)
A	922
B	2481
C	1871
D	219
E	3158
F	0
G	4617
J	0
K	0
L	0
Concreto Ciclópico	3.216
Tetrápode tipo 1	3074
Geoforma Têxtil	21.335

4.1.3 Headland Balneário Riviera

Em Riviera a estrutura do headland possui um trecho inicial reto de 60m, seguido de um trecho em transição de 40m, terminando no headland propriamente dito, com 38m de raio.

Esta estrutura terá a função de ajudar na estabilização da areia em caso de erosão da praia. Seu dimensionamento foi orientado para que, após o engordamento, a estrutura não seja uma barreira no transporte litorâneo de sedimentos. Entretanto, caso haja um recuo da linha de praia, o headland deverá funcionar como um elemento de fixação desta areia no local.

O eixo do enrocamento está definido pelos seus pontos notáveis, cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 4-18. A Tabela 4-19 apresenta o volume aparente de pedras e outros materiais para o Headland de Riviera.

Tabela 4-18: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do Headland Riviera.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	748.215,99	7.144.458,33
1	748.234,04	7.144.449,71
2	748.252,09	7.144.441,09
3	748.270,14	7.144.432,47
4	748.288,18	7.144.423,85
5	748.306,23	7.144.415,23
6	748.324,28	7.144.406,61

Tabela 4-19: Volume aparente de pedras e outros materiais para o Headland de Riviera.

Tipo	Total (m ³)
B	1729
G	3020
K	1633
L	3584
Tetrápode tipo 1	7314
Concreto Ciclópico	6620
Geofoma Têxtil	16.535

4.1.4 Headland Florida

Assim como no Balneário Riviera, foi projetada uma estrutura para contenção de sedimentos no Balneário Florida também consistindo de um headland, com as mesmas dimensões em planta da anterior. Esta estrutura também terá a função de ajudar na estabilização da areia em caso de erosão da praia.

O eixo do enrocamento está definido pelos seus pontos notáveis, cujas coordenadas UTM estão apresentadas na Tabela 4-20. Os volumes aparentes de pedras e outros materiais são mostrados na Tabela 4-21.

Tabela 4-20: Coordenadas UTM dos pontos notáveis do Headland Florida.

Estaca	Leste (m)	Norte (m)
0	749.070,61	7.146.241,72
1	749.088,66	7.146.233,10
2	749.106,71	7.146.224,48
3	749.124,75	7.146.215,86
4	749.142,80	7.146.207,24
5	749.160,85	7.146.198,62
6	749.178,90	7.146.190,00

Tabela 4-21: Volume aparente de pedras e outros materiais para o Headland Florida.

Tipo	Total (m ³)
B	1729
G	3020
K	1633
L	3584
Tetrápode tipo 1	7314
Concreto Ciclópico	6620
Geoforma Têxtil	16.535

5 ENGORDAMENTO ARTIFICIAL

5.1 Considerações Gerais

Prevê-se um volume de cerca de 2.758.756 m³ para o engordamento artificial das praias, o que corresponde a um avanço inicial de cerca de 100m ao longo de 5,75km de linha de praia, com exceção de um pequeno trecho entre a ponta de Matinhos e o guia-correntes sul do canal Matinhos, que terá 30m de avanço inicial.

Por ser considerada uma região destinada à prática de surf, o trecho entre a ponta de Matinhos e o guia-correntes sul do canal Matinhos, receberá apenas 30 metros de avanço inicial de engorda artificial, tendo em vista que este local necessita de engorda, porém, para evitar alterações nas condições do esporte, esta será a menor possível e com um comprimento reduzido.

O único trecho que não receberá areia está compreendido no início da praia Brava de Caiobá até o guia-correntes sul presente na avenida Paraná. Os trechos de engordamento são mostrados na sequência da Figura 5-24 a Figura 5-26, os mesmos podem ser visualizados em planta na Figura 5-27.

A vida útil deste engordamento é de difícil estimativa, pois depende do clima de ondas dos anos subsequentes à obra e, principalmente, da taxa de transpasse de areia no canal da baía de Guaratuba. Se fosse desprezada esta taxa de transpasse, a vida útil do engordamento seria de poucos anos, mas esta é uma estimativa muito conservadora.

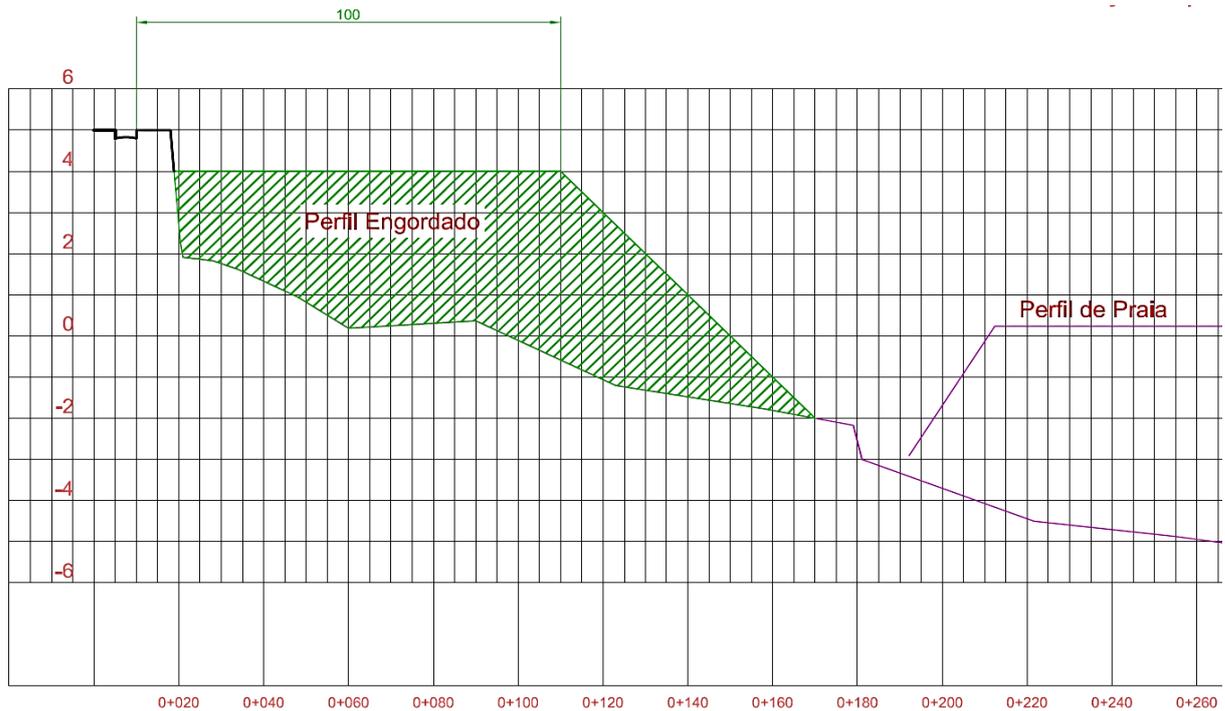


Figura 5-24: Perfil tipo 1, engordamento entre o guia-correntes norte da avenida Paraná e ponta de Matinhos na praia Brava.

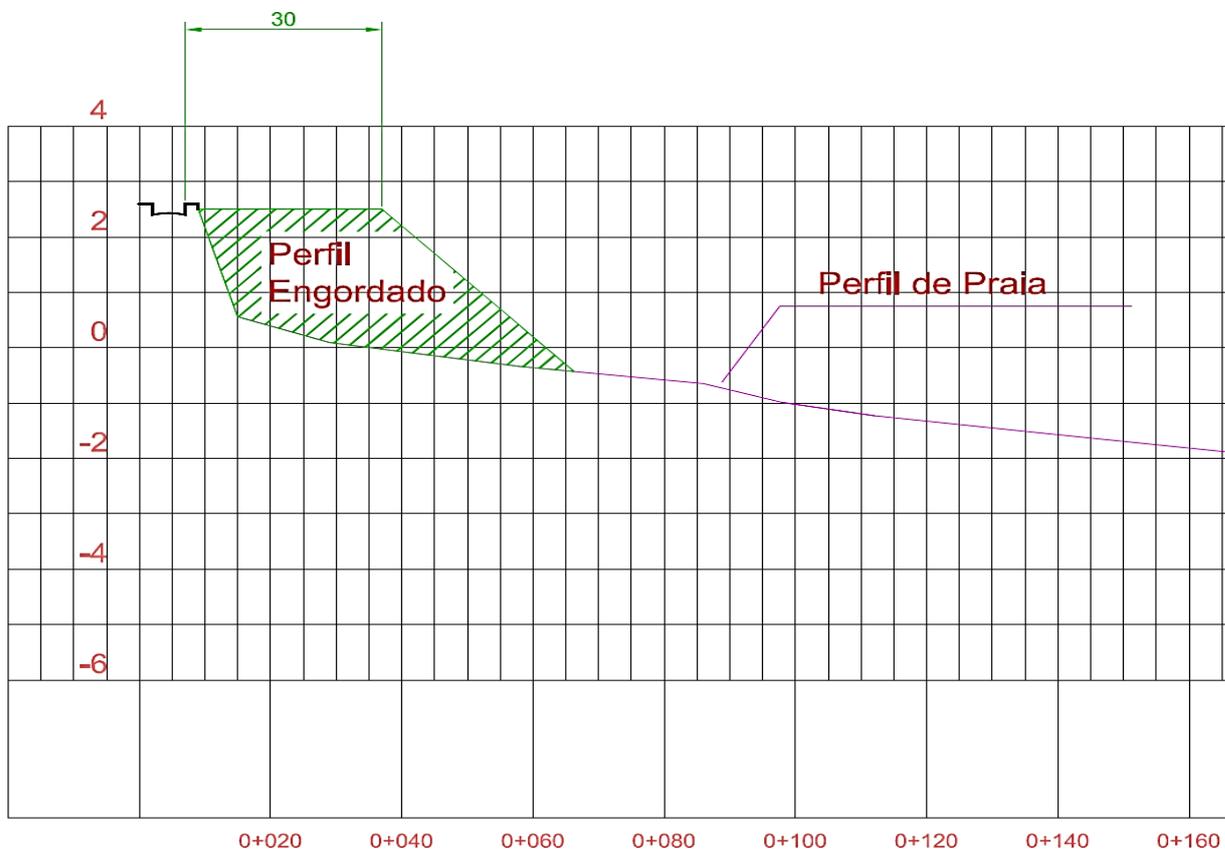


Figura 5-25: Perfil tipo 2, engordamento entre a ponta de Matinhos e o guia-correntes sul do Canal Matinhos.

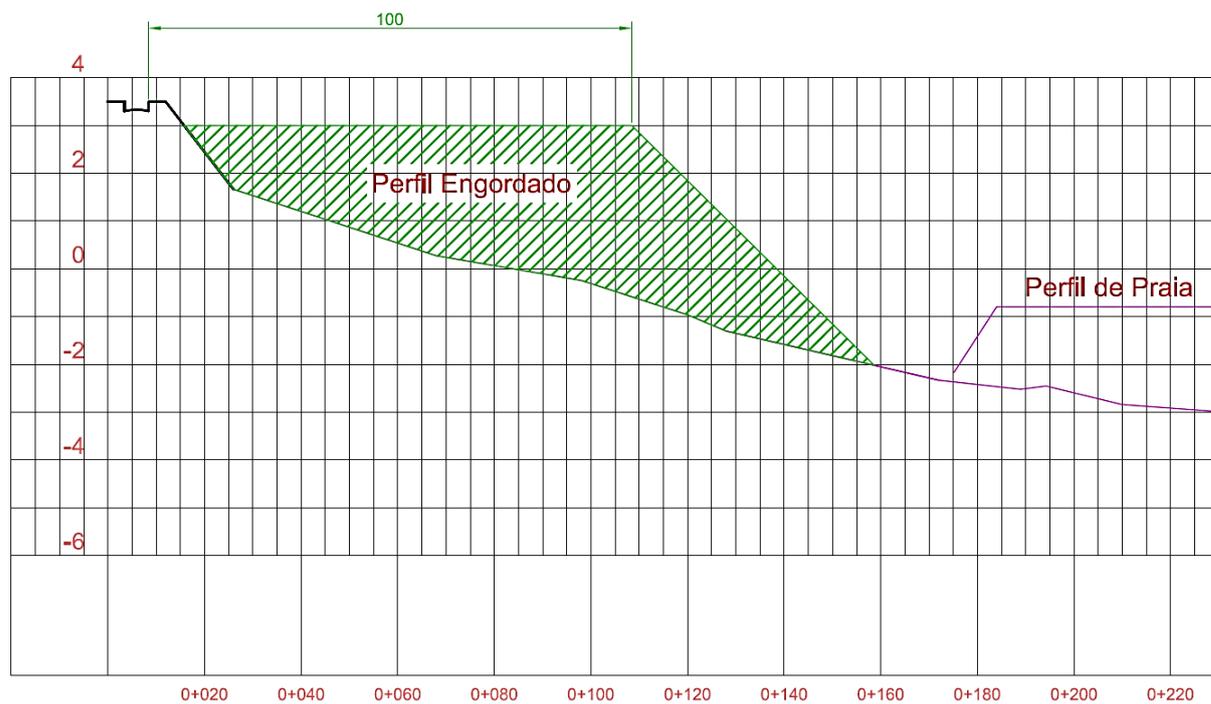


Figura 5-26: Perfil tipo 3, engordamento realizado entre o guia-correntes norte do canal Matinhos e o headland Balneário Florida.



Figura 5-27: Planta dos perfis engordados.

5.2 Estimativa de Avanço da Praia

De acordo com o levantamento de 20 seções da área em estudo, as praias de Matinhos são compostas por areia média, com diâmetros medianos variando entre 0,2 a 0,3mm. A Tabela 5-22 apresenta a granulometria referente a 20 seções da área em estudo, cujas localizações são exibidas na Figura 5-28. Pretende-se utilizar o material de empréstimo proveniente da região defronte às praias de Matinhos, a uma distância média de 4,5km da costa, aonde foram coletadas e analisadas 220 amostras de sedimentos compreendendo as camadas da superfície, subsuperfície e ‘adensada’ do fundo marinho. No local evidenciou-se a grande predominância de areias (79 a 87%) face aos materiais mais finos e, sendo o diâmetro mediano de 0,3 mm, considerando as análises como um todo. O mapeamento da região levantada incluindo a sugestão das áreas de jazidas é exibido na Figura 5-29.

Uma vez depositado no local, o volume de engordamento se movimentará conforme a atuação de ondas em conjunto com a oscilação das marés. Desta forma, o acréscimo na largura da praia final, também chamado de avanço residual, deverá ser menor que o acréscimo de largura colocado na execução do engordamento. A maioria das teorias para o desenvolvimento do perfil de equilíbrio considera o ataque frontal de ondas na praia, resultando em transporte transversal de sedimentos.

Uma representação esquemática do problema segue a teoria desenvolvida por Campbell *et all*, (1990) na qual o avanço da praia após a execução do engordamento artificial depende, além do volume depositado, da relação entre a granulometria do material nativo e de empréstimo, da altura da berma e da profundidade de arrebentação.

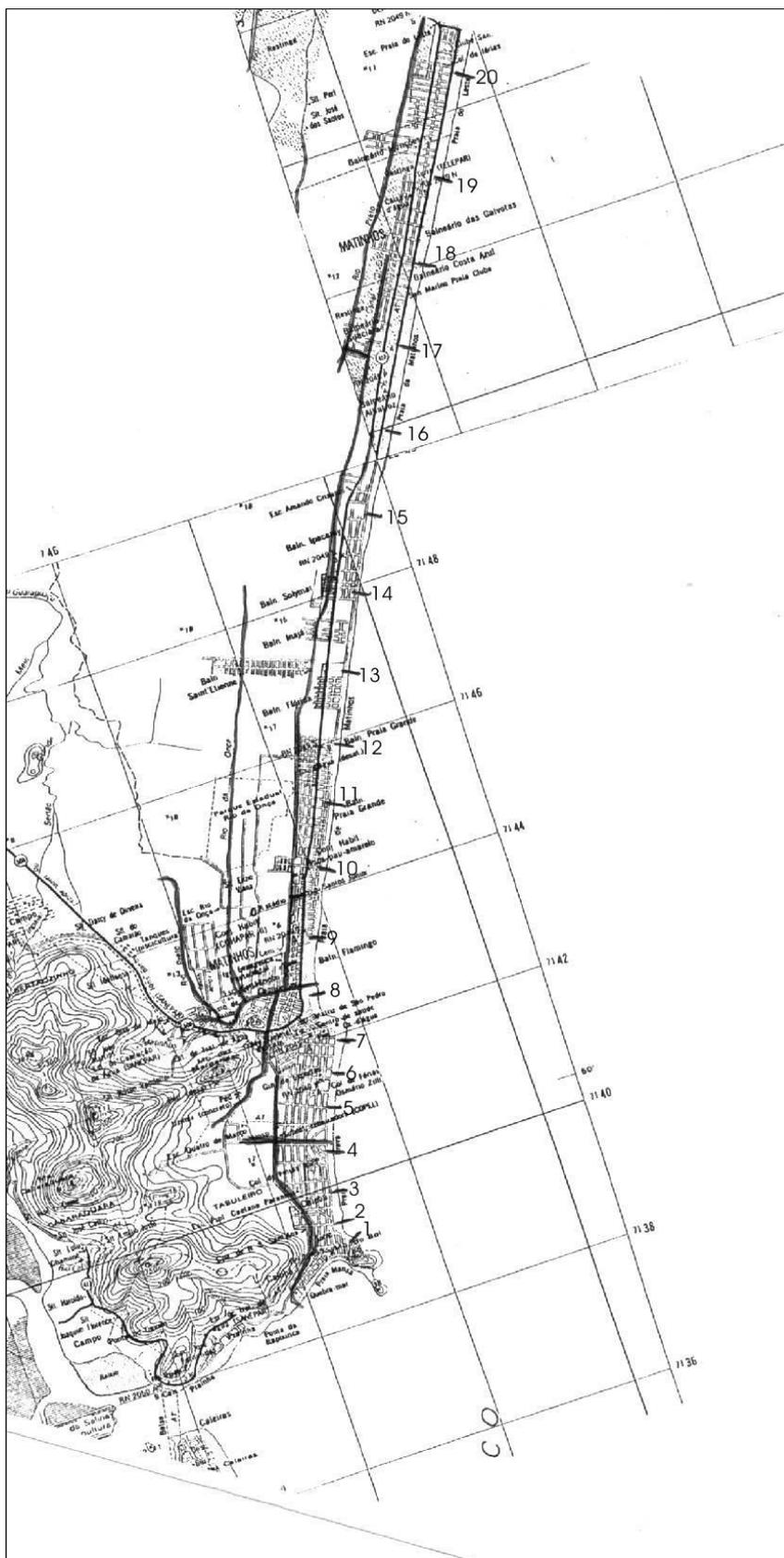


Figura 5-28: Seções amostradas ao longo das praias de Matinhos.

Tabela 5-22: Diâmetro médio dos sedimentos nas Praias de Matinhos.

Seção	Diâmetro médio (mm)	Seção	Diâmetro médio (mm)
1	0,211	11	0,186
2	0,211	12	0,230
3	0,197	13	0,240
4	0,202	14	0,243
5	0,197	15	0,244
6	0,277	16	0,260
7	0,210	17	0,321
8	0,174	18	0,276
9	0,197	19	0,275
10	0,188	20	0,290

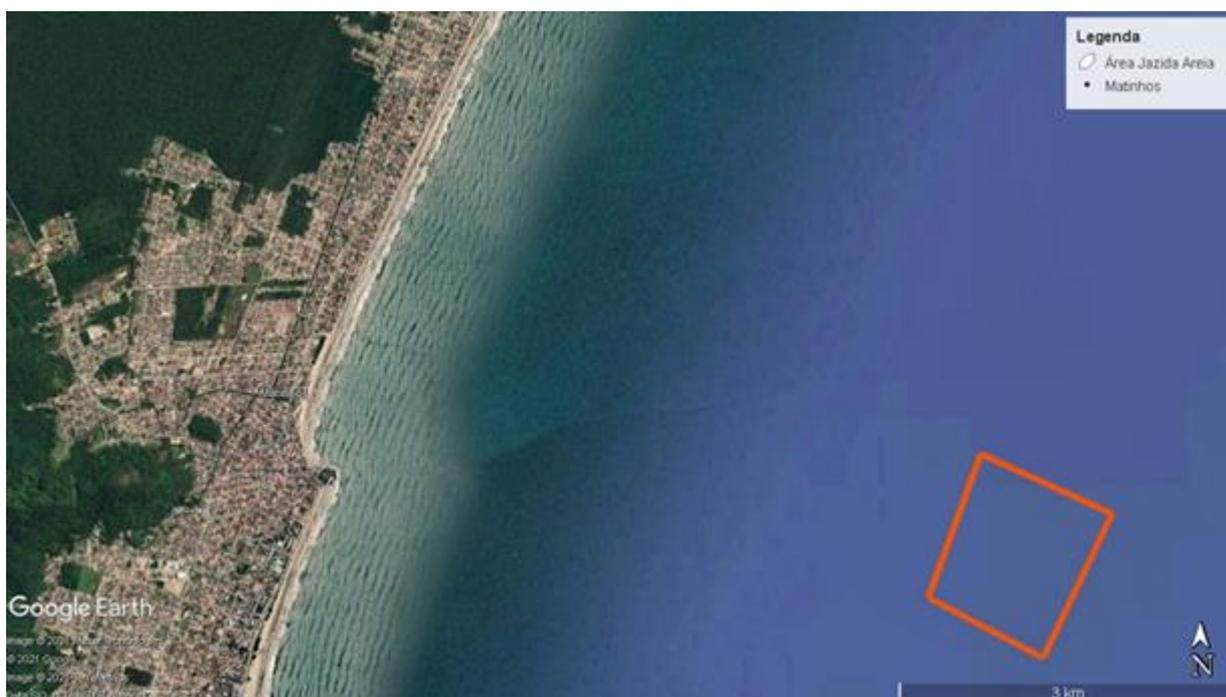


Figura 5-29: Região da jazida de areia

A base desta formulação apoia-se na descrição de um perfil de equilíbrio monotônico de concavidade voltada para cima. A formulação que fornece o avanço residual da praia, considerando um perfil com areia similar à nativa ou mais fina, é expressa por:

$$\frac{v}{W_*B} = \left(\frac{\Delta y}{W_*}\right) + \frac{3}{5}\left(\frac{h_*}{B}\right) \left\{ \left[\frac{\Delta y}{W_*} + \left(\frac{A_n}{A_e}\right)^{\frac{3}{2}} \right]^{\frac{5}{3}} - \left(\frac{A_n}{A_e}\right)^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (6)$$

onde:

v : volume engordamento por largura de praia (m^3/m);

W_* : distância da linha de praia até a profundidade de arrebentação (h_*);

h_* : H_b/k ;

H_b : altura de arrebentação (3,5 m);

k : relação altura de onda / profundidade no ponto de arrebentação (usualmente 0,78);

B : altura da berma (m);

Δy : avanço residual da largura da praia;

A_n : fator de escala da formulação de Dean para a areia nativa (ou original);

A_e : fator de escala da formulação de Dean para a areia do engordamento (ou do empréstimo).

As características geométricas das praias (W_* , B , h_*) foram retiradas dos perfis levantados em campo; considerou-se que a areia do engordamento tenha mesma granulometria da nativa, o que reduz a relação A_n / A_e à unidade. A estimativa dos avanços residuais foi prevista em 50 metros, em cada trecho de praia, com exceção da região entre a ponta de matinhos e o guia-correntes sul do canal matinhos, cuja estimativa é menor que os seus 30 metros iniciais engordados.

6 SISTEMA DE TRANSPASSE DE SEDIMENTOS NOS CANAIS

Prevê-se, ainda, uma intervenção adicional vislumbrando a transferência de sedimentos que possam se depositar nos lados sul dos canais de Matinhos e da Av. Paraná, levando-os para o lado norte. De acordo com estudos anteriores e pelas observações locais, há uma tendência de transporte residual de sedimentos no sentido sul-norte. Tendo em vista que os guias-correntes adentram ao mar na zona de espraiamento e arrebentação das ondas, haverá, em algum momento, o acúmulo de sedimentos que vem sendo normalmente transportados pela ação das ondas.

A transferência de areia viria, então, a manter o caminhamento natural da areia. Desta forma vem evitar um acúmulo de areia de um lado, o que pode vir a assorear os canais, prejudicando o sistema de drenagem. Além disto, vem suprir qualquer eventual déficit de sedimentos no lado norte dos canais, diminuindo a faixa de areia.

As metodologias de transpasse de sedimentos podem ser variadas, dependendo principalmente da magnitude do transporte residual de sedimentos que se processa no local, além da disponibilidade de recursos financeiros para tal.

Podem-se citar algumas modalidades como:

- Transpasse com veículos em terra

Este consiste na simples retirada dos sedimentos acumulados no lado sul, utilizando-se uma escavadeira, colocando-os em caminhões basculantes que atravessariam o canal para deposição no lado norte. Neste local, os sedimentos seriam espalhados por uma pá mecânica para a zona de espraiamento das ondas, que por sua vez se encarregam de transportá-los ao longo do arco praiial. Esta modalidade seria indicada para pequenos valores de transporte residual de sedimentos, de forma a poder esperar o acúmulo de areia no trecho sul e realizar o serviço periodicamente, sem que haja necessidade de transferência contínua. Este método seria simples e pouco oneroso.

- Transpasse por Jet-pumps

Nesta modalidade, haveria a implantação de um píer no lado sul – aonde os sedimentos se acumulariam – sobre o qual bombas (*jet pumps*) com espaçamentos regulares poderiam dragar a mistura água+areia automaticamente, através de uma tubulação que recalcaria os sedimentos para o lado norte, junto à zona de espraiamento. Uma vez depositada no lado norte, a areia seria

espalhada ao longo do arco praial pela própria ação das ondas. A Figura 6-30 apresenta o esquema deste sistema de transpasse.

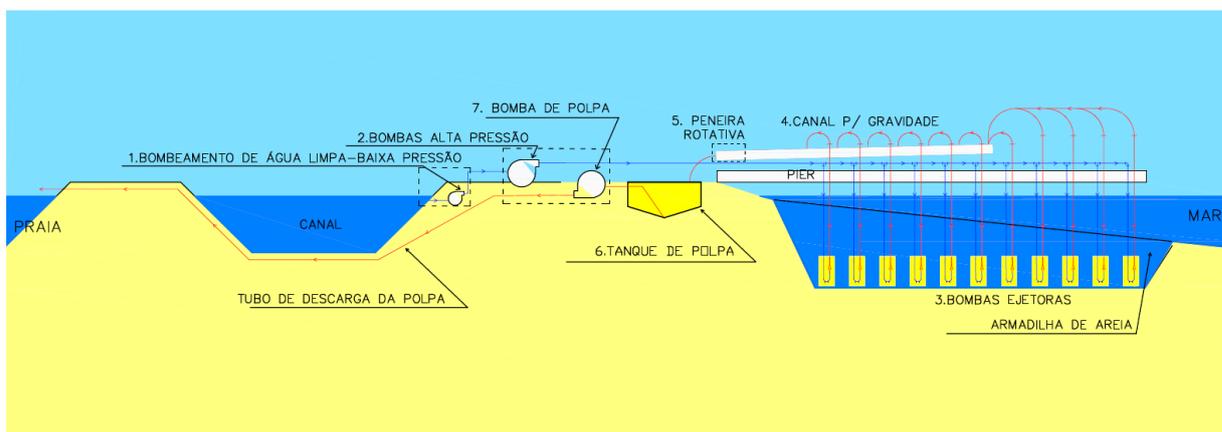


Figura 6-30: Detalhe do esquema de transpasse por Jet-pumps.

Esta modalidade seria mais indicada para transporte residual de maior magnitude que a anterior. Por ser de funcionamento automático, necessitaria de equipamentos específicos, sendo, portanto, mais onerosa que o transpasse por veículos em terra.

7 METODOLOGIA CONSTRUTIVA

7.1 Enrocamentos

7.1.1 Condições dos Blocos de Rocha

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 Tabela 4-6. 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.

7.1.2 Condições dos Blocos de Tetrápodes

Os tetrápodes deverão obedecer os pesos específicos projetados de 2,45, 2,60 e 2,73 t/m³. O concreto a ser produzido para a fabricação das peças deverá ser do tipo simples C40 com resistência mínima a compressão f_{ck} de 40 MPa, além de seguir todas as exigências e recomendações das normas ABNT. Na falta desta, deverão ser utilizadas normas ou regulamentações europeias ou americanas. Pesos e volumes devem obedecer a especificação constante no desenho, dentro dos valores descritos na Tabela 4-6.

Para evitar corrosão e, consequentes, danos aos tetrápodes, não será permitida a colocação de alças de aço engastadas no concreto para o içamento das peças. Para tal, deverá ser deixado um furo em uma das pernas, onde será inserida uma barra de aço de modo a permitir o içamento. A Figura 7-31 e a Figura 7-32 mostram este procedimento. Cabe ressaltar que esta barra de aço deverá ser retirada logo após assentamento da peça no enrocamento.

7.1.3 Sequência Geral

Primeiramente deverão ser construídos os núcleos dos enrocamentos, os quais, conforme já mencionado, sendo sua metodologia construtiva apresentada no item 7.2.

Após a fixação das primeiras unidades de Geofoma Têxtil de Alta Densidade, que formarão o núcleo da estrutura, o talude final do enrocamento será confeccionado, seguindo a declividade projetada, utilizando-se uma mistura de blocos de rochas obedecendo a proporção estabelecidas no mesmo projeto.

De forma a reduzir os danos ao núcleo durante a execução, devido à ação das ondas, a camada de filtro, que se depositará sobre a camada do núcleo, deverá ser construída tão logo o núcleo tenha avançado, no máximo, 15m em direção ao mar. Um guindaste sobre rodas ou esteira deverá suprir o caminhão basculante convencional, que transportará as pedras da região pulmão ao corpo das estruturas. A colocação da berma no pé do filtro e dos taludes deverá ser feita por guindaste de esteiras sendo orientada por mergulhadores. A colocação do pé deverá preceder a colocação da armadura principal, seja esta composta por pedras ou por tetrápodes.

A armadura principal composta de pedras se assentará sobre a camada de filtro, tendo a mesma metodologia de transporte e colocação da camada anterior. A seção completa da armadura principal nunca deverá distar mais que 20m da frente de trabalho da execução do núcleo.

Os tetrápodes serão construídos e estocados junto à obra, em canteiro situado na praia.

A estocagem será feita com as peças repousadas sobre o terreno. A movimentação dos tetrápodes somente será efetuada após o concreto atingir a resistência mínima a compressão já definida. Um guindaste fará a colocação destes sobre o caminhão basculante convencional, que transportará até a estrutura do enrocamento, onde o guindaste de esteiras deverá retirar cada peça do veículo e colocá-la sobre a camada de filtro previamente colocada, arrumando os taludes. Esta operação será orientada por homens posicionados sobre estrutura, conforme exemplificam a Figura 7-31 e a Figura 7-32. Será obedecido o número de duas camadas no tronco e cabeço das estruturas.

Os equipamentos aqui sugeridos poderão ser substituídos por outros equivalentes a critério do Empreiteiro, devendo os mesmos possuírem capacidade suficiente para a colocação das pedras, de maneira adequada, dentro das especificações e recomendações dos desenhos do projeto.

7.1.4 Lista de Equipamentos

- Guindaste sobre esteira;
- Guindaste sobre rodas;
- Pá carregadeira CAT-966;
- Caminhões basculantes convencional.



Figura 7-31: Guindaste sobre esteiras para colocação de peça de concreto na carapaça de guia-correntes.



Figura 7-32: Orientação de operários para locação de peça de concreto na carapaça do guia-correntes.

7.1.5 Controle de Execução

7.1.5.1 Controle Topográfico e Subaquático

Deverão ser realizados controle de alinhamento, taludes, níveis e quaisquer outros elementos de topografia necessários à implantação e execução das obras. O controle a ser adotado deve ser previamente submetido e aprovado pela Fiscalização.

A fim de evitar erros na construção deverá ser feita uma verificação geral de todos os elementos fornecidos do projeto – locação, amarração, dimensões, alinhamentos, nivelamentos, entre outros, assim como todas as verificações que se fizerem necessárias durante as obras.

Quaisquer enganos, dúvidas ou omissões observadas nos desenhos, especificações e demais elementos fornecidos para a execução das obras, deverão ser comunicados por escrito à fiscalização. Cabendo à fiscalização analisar e decidir qualquer alteração daí consequente e discutir com o empreiteiro as respectivas implicações.

7.1.5.2 Tolerâncias

Na execução de qualquer camada, a tolerância máxima admitida para a interpenetração de pedra de uma camada na que lhe é adjacente é da metade do tamanho médio da pedra daquela camada. Ou seja, esta dimensão consistirá na divergência máxima tolerada entre a seção teórica e a seção executada.

Será exercido todo controle necessário à obtenção dos perfis projetados. Serão admitidas, quando suficientemente comprovadas, a critério da fiscalização, as seguintes tolerâncias dos valores teóricos previstos:

1. Recalque comprovado do subsolo de Fundação;
2. Deslocamento de pedras por Ressacas, desde que tenham sido deslocados dos limites previstos no projeto.

7.1.6 Normas de Medição

7.1.6.1 Sistema de Medição

A medição será feita diretamente no enrocamento. Todo o material utilizado na execução dos enrocamentos para as camadas de pedras será controlado pelos volumes limitados pelo nível da crista indicada no projeto, pelo leito submarino obtido por levantamentos batimétricos prévios e pelos taludes constantes nos desenhos anexados. A quantidade de blocos de rocha utilizada será pesada nos caminhões que transportarão os mesmos, enquanto que os tetrápodes serão medidos por unidade colocada nos enrocamentos.

7.1.6.2 Seções de Controle

Serão determinadas seções transversais distanciadas a cada 5 metros ao longo do enrocamento. O levantamento dos taludes emersos será feito por nivelamento topográfico nas seções. Já os taludes submersos serão determinados por sondagens (fio de prumo ou equivalente) de 2,0 em 2,0 metros, medidos horizontalmente em cada seção transversal.

7.1.6.3 Limitações

A seção deverá ser completada até, pelo menos, o nível da pista de rolamento dos caminhões transportadores de pedra.

7.1.6.4 Registro

Deverá ser mantido um registro de toda a pedra utilizada, classificada por tipo específico com a perfeita identificação dos locais de colocação. A fiscalização acompanhará este registro permanentemente, podendo utilizá-lo para conferir ou vir a recusar qualquer material fornecido ou colocado fora das especificações.

7.1.6.5 Sistema de Controle

As operações de controle da pedra e dos cubípodes serão de responsabilidade do Empreiteiro, mesmo que submetidos à fiscalização.

➤ **Peso e Tamanho das pedras:**

Travessa do Paço, 23, salas 605/606, Centro, Rio de Janeiro, RJ, CEP 20010-170 – Tel/Fax: (21)2516-4545
Email: aqua@aquamodelo.com.br - www.aquamodelo.com.br



As pedras deverão ter os pesos especificados no projeto. Para a verificação em campo deve-se criar pedras gabaritos que tenham os pesos apropriados, que deverão ser marcadas com seu peso. As pedras a serem lançadas no enrocamento deverão ser selecionadas visualmente por comparação com as pedras gabaritos. Os pesos e tamanhos estão apresentados na Tabela 4-6. Para o cálculo das dimensões foi considerado um peso específico da rocha de $2,65 \text{ t/m}^3$, admitindo-se tolerância de $\pm 15\%$.

Caso seja do interesse do contratante, toda a pedra transportada para o molhe poderá ser pesada para efeito de avaliação. Os caminhões devem ser pesados em balanças de capacidade apropriada, fornecida e instalada pelo Empreiteiro, com a plataforma de tamanho suficiente para suportar o maior caminhão em utilização, simultaneamente com sua carga. A precisão da balança deverá ser de $0,25\%$ do peso medido ou de 50kg para qualquer carga. Cada caminhão, perfeitamente identificado, deve ter a sua tara conferida toda a vez que for solicitada pela fiscalização. O controle da pedra colocada por meio de pesagem é o meio adequado para a realização de medições provisórias (avaliações) enquanto se procede o levantamento dos perfis definitivos de medição.

➤ Controle:

Toda a vez que a fiscalização achar conveniente será feita uma medição do volume real da pedra colocada e analisadas eventuais divergências resultantes desta medição.

➤ Pedra em Excesso ou fora das Especificações:

A pedra explorada e não aproveitada nas obras, assim como aquela colocada fora das especificações, estará sujeita a remoção para local indicado pela fiscalização, correndo todos os ônus remoção por conta do Empreiteiro.

➤ Pavimentação:

Qualquer material colocado para melhorar a pista de rolamento sobre o enrocamento, além daquele incluído nas diversas categorias de pedra, deverá ser removido antes da execução da etapa final do enrocamento acima daquela cota.

➤ Processo construtivo:

O sistema construtivo a ser adotado pela Empreiteira deverá ser apresentado previamente à fiscalização, com detalhes, para que eventuais alterações nos volumes e prazos previstos para os serviços possam ser avaliados e aprovados.



O material não especificado, colocado ao longo do enrocamento, necessário à construção e manutenção da pista de rolamento dos caminhões, deverá ser posteriormente removido e não aproveitado em caráter definitivo. A cota da pista de rolamento ao longo do enrocamento deverá ser na superfície superior do núcleo, como indicado nas plantas do projeto.

Qualquer modificação neste sentido, provocada por dúvidas de interpretação do desenho, ou alterações executivas propostas pelo Empreiteiro, deverá ser previamente analisada pela fiscalização, ficando a seu critério a aceitação da mesma.

7.1.6.6 Programação

➤ **Cronograma:**

Será obedecido rigorosamente o cronograma aprovado, ficando a critério da fiscalização a caracterização de condições mais severas de tempo, de mar, e quaisquer outras dificuldades que possam afetar o bom andamento das obras, nas causas de prorrogações justificáveis.

➤ **Controle:**

Os processos executivos adotados pelo Empreiteiro estarão sujeitos ao controle e aprovação da fiscalização durante toda a obra, visando garantir a integridade do patrimônio do contratante, a interferência indébita com outras áreas no local e obediência às obrigações contratuais de um modo geral.

➤ **Interferência:**

Uma vez dados por concluídos e aceitos os serviços pela fiscalização, os equipamentos mobilizados para a execução dos enrocamentos deverão ser removidos da área de trabalho. Os que possam interferir com outros serviços em execução, deverão ser imediatamente descolados para onde não haja qualquer perigo daquela interferência.

➤ **Responsabilidade:**

A presença da fiscalização não exime o Empreiteiro da responsabilidade total na boa execução dos serviços contratados.

O Empreiteiro será inteiramente responsável, na parte executiva, pela segurança e solidez dos serviços executados, e no que se refere à correta aplicação dos métodos e materiais empregados.

7.2 Geoforma Têxtil de Alta Densidade

7.2.1 Condições locais

Cada estrutura proposta possui suas particularidades locais, entretanto este documento recomenda um método construtivo geral que poderá sofrer alterações conforme verificação *in loco* da equipe técnica de cada ambiente em que será construída cada estrutura.

Deverão ser consideradas para o estudo da metodologia as condições de vento, ambiente do entorno, condições de acesso, declividades e a altura média das ondas e sua frequência para definição dos equipamentos.

7.2.2 Sequência Geral

A estrutura a ser construída seguirá o que é especificado em projeto e é previsto o uso de treliça metálica de posicionamento, içada por guindaste para a instalação das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade e tapetes de ancoragem.

O processo construtivo tem uma sequência básica de ações listadas abaixo:

1. Verificação da tábua de marés;
2. Verificação das condições climáticas e, por conseguinte, condições de ondas;
3. Inspeccionar o local por meio de mergulhadores;
4. Determinar a cota de fundo por levantamento batimétrico;
5. Remover eventuais elementos que possam puncionar o geotêxtil tecido do Geoforma Têxtil de Alta Densidade;
6. Posicionar a draga em local pré-determinado para recalque de emulsão (areia + água);
7. Posicionar guindaste;
8. Instalar o tapete de ancoragem (em local indicado no projeto) e Geoforma Têxtil de Alta Densidade (em local indicado no projeto) através de treliça metálica;

9. Repetir o processo até completar a seção conforme projeto;
10. Cobrir a superfície do topo da estrutura em Geoforma Têxtil de Alta Densidade com geotêxtil não tecido com gramatura igual ou superior a 600 g/m²;
11. Instalar camada de brita graduada #2 com espessura mínima de 50cm para caminho de serviço;
12. Avançar com equipamentos para nova seção até a finalização da estrutura conforme projeto executivo.

7.2.3 Estocagem

Todas as unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade e tapetes de ancoragem deverão ser estocadas em local seco, de preferência abrigados da luz solar, e deverão permanecer com sua embalagem. Os produtos só deverão ser transportados para o local de instalação em quantidade suficiente para as atividades do dia de trabalho.

A embalagem deverá ser retirada cuidadosamente com instrumento que não gere danos ao produto.

7.2.4 Preparação local

A fim de garantir produtividade na instalação das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade, alguns cuidados devem ser tomados.

As unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade necessárias para cada dia de trabalho deverão ser transportadas de maneira adequada ao local de instalação e mantidas em local protegido contra o trânsito dos equipamentos, assim como as bobinas de geotêxtil não tecido e a brita #2.

O local de trabalho deverá ter área disponível e suficiente para a treliça metálica, abertura das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade e dos tapetes de ancoragem. A Figura 7-33 exemplifica um local de preparação para a instalação das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade.



Figura 7-33: Preparação da área para instalação do Geoforma Têxtil de Alta Densidade.

7.2.5 Suprimento de areia

O enchimento das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade será feito por bombeamento através de draga com vazão de 200m³/h posicionada no local indicado em projeto, conforme Figura 7-34. O material que constitui o Geoforma Têxtil de Alta Densidade é um geotêxtil tecido de alta resistência, o qual é poroso e, por conseguinte, permite a passagem da água através de seus poros e retém a areia no interior do Geoforma Têxtil de Alta Densidade, formando um elemento rígido e monolítico. Quando cheias de areia, material abundante nas imediações ao local da obra, as unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade possuem maior estabilidade geotécnica em relação às estruturas de enrocamento, as quais apresentam atulhamento elevado. Além disto, a estrutura em Geoforma Têxtil de Alta Densidade possui recalques reduzidos, mesmo sobre camada de solo mole. No início do bombeamento a emulsão deverá ter proporção areia / água em torno de 2% / 98%, inflando o Geoforma Têxtil de Alta Densidade, em seguida a emulsão será enriquecida com areia alterando esta proporção para aproximadamente 20% / 80%, a fim de garantir maior produtividade.



Figura 7-34: Dragagem posicionada para recalque de emulsão (água + areia) para as unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade.

As unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade descerão ao fundo do mar vazias e então serão cheias até aproximadamente 25% do seu volume, quando terá suas amarras cortadas e a treliça metálica será içada para ser preparada para novo lançamento. Neste momento, a unidade Geoforma Têxtil de Alta Densidade que foi lançada continuará sendo cheia até a altura especificada em projeto, quando a porta de enchimento Geoport deverá ser fechada.

7.2.6 Equipamentos

Os equipamentos básicos necessários para a instalação das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade são os listados a seguir:

- Pá-carregadeira ou retroescavadeira para transporte das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade até o local de instalação;
- Guindaste com braço longo e capacidade mínima para lançar o peso da treliça metálica mais a unidade Geoforma Têxtil de Alta Densidade e/ou o tapete de ancoragem a distância especificada em projeto;

- Treliça metálica com 24 m de comprimento e 8 m de largura para posicionamento das unidades Geofoma Têxtil de Alta Densidade;
- Mangotes flexíveis com diâmetro de 6”;
- Corda de poliéster trançada;
- Flutuantes para suporte da tubulação da draga até o local de enchimento;
- Barco de apoio com motor.

7.2.7 Mão de obra

A equipe deverá ser composta por:

- 01 engenheiro responsável;
- 01 supervisor geral;
- 04 operadores;
- 04 ajudantes;
- 01 barqueiro;
- 01 equipe de mergulho composta por: 01 supervisor, 02 mergulhadores e 01 auxiliar.

Notas:

1. Não são previstos serviços noturnos;
2. O método de instalação poderá ser revisto e mudado conforme visita técnica da equipe especializada.

7.2.8 Sequência de instalação ilustrada

A sequência de instalação deverá ser a seguinte:

- Instalação do modelo do gabarito metálico estrutura metálica e amarrações para fixação e posicionamento do Geofoma Têxtil de Alta Densidade, conforme a Figura 7-35.



Figura 7-35: Gabarito metálico.

- Detalhe do dispositivo Geoport para enchimento do Geofôrma Têxtil de Alta Densidade, ilustrado na Figura 7-36.



Figura 7-36: Geoport.

- Colocação da tubulação de enchimento e descida do Geofôrma Têxtil de Alta Densidade, Figura 7-37.



Figura 7-37: Tubo de enchimento.

- Depois que o Geofoma Têxtil de Alta Densidade tocar o fundo, inicia-se o enchimento por bombeamento. Quando completar 25% da capacidade total do Geofoma Têxtil de Alta Densidade, mergulhadores soltam as amarras, Figura 7-38.



Figura 7-38: Enchimento por bombeamento.

- Após o enchimento até o volume estimado total, fecham-se os dispositivos Geoport e inicia-se nova operação, Figura 7-39.



Figura 7-39: Fechamento do geoport.

- Mergulhadores são necessários para verificação do posicionamento e soltura das amarras das unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade, Figura 7-40.



Figura 7-40: Verificação do posicionamento e soltura das amarras.

- Novas unidades Geoforma Têxtil de Alta Densidade são empilhadas fora d'água com a mesma metodologia (dispensa-se mergulhador para soltura das amarras), Figura 7-41.



Figura 7-41: Camadas superiores de Geoforma Têxtil de Alta Densidade.

- Para cobrimento com materiais que possam puncionar o Geoforma Têxtil de Alta Densidade é necessária a sua proteção com geotêxtil, Figura 7-42.



Figura 7-42: Cobrimento com geotêxtil.

7.3 Engordamento

A seguir descrever-se-á o processo de dragagem e engorda da Praia de Matinhos. O projeto de engorda foi baseado em medições de perfil de praia, feitas pela AMB (2012). Este levantamento, contudo, foi feito até a cota -6,0 metros IBGE. O planejamento das operações de dragagem e bombeamento depende:

- De uma batimetria confiável, de forma a determinar a profundidade máxima a que as dragas podem se aproximar da costa sem perigo de encalhe ou danos à embarcação ou equipamento;

- De uma estatística de ondas confiável, transladada para a profundidade de operação das dragas, de forma a computar as transformações sofridas pelas ondas, na passagem de águas profundas, onde foram feitas as medições, para rasas, principalmente em sua altura, que é o fator crítico neste tipo de operação.

7.3.1 Dados de batimetria

Após análise da carta náutica B1820 - Proximidades da Barra de Paranaguá (DHN, 1976), observou-se que a mesma estava muito discrepante em relação aos dados obtidos no levantamento de perfis de praia. A batimetria considerada foi a do mapa batimétrico apresentado na tese de Lima (2008).

7.3.2 Dados de Ondas

As ondas foram obtidas a partir dos dados de reanálise do NOAA WaveWacht III (<http://polar.ncep.noaa.gov/>). Foram disponibilizados dados entre 1997 e 2012 nas coordenadas 26,0° S e 47,5°W, a uma profundidade de 70m.

7.3.3 Operações de dragagem para engorda da praia

7.3.3.1 Equipamentos de dragagem e recalque

O volume requerido de engorda justifica a contratação de uma ou mais dragas modernas e eficientes. O equipamento de dragagem recomendado para esta operação de engorda é uma draga auto transportadora do tipo Sucção e Recalque ou, em inglês, Trailing Suction Hopper Dredge (TSHD), capaz de dragar e armazenar em seus porões a areia fina que caracteriza esta porção do litoral paranaense, e devido à sua boa atuação diante de ondas grandes, desde que fora da zona de arrebentação. Devido à declividade suave da costa e aos grandes volumes envolvidos, convém adotar dragas que combinem boa capacidade de volume com calado relativamente pequeno.

Considerando o elevado volume de areia a ser dragado e recalcado sugere-se a utilização de 01 Draga Hopper de capacidade 6.000m³. Estas dragas possuem calado de cerca de 7m. Assim, considerando a batimetria local, a linha de recalque terá entre 2,0 a 2,5km. A draga deverá possuir sistema bow thrusters, que permitem maior manobrabilidade e posicionamento dinâmico. O fato de ter capacidade para bombear a mais de 4km da costa, torna-a indicada para executar engordas de praias como as de Matinhos, que por terem declividades bastante suaves, obrigam a distâncias de recalque que não estão ao alcance de qualquer equipamento de dragagem. Utilizando uma distância de recalque de 2,0 a 2,5km o trabalho estará situado, portanto em uma boa faixa de eficiência.

Será ainda mobilizada tubulação com diâmetro de 600mm ou maior, em tubos de 12 metros de comprimento, para a linha de recalque submersa e para a linha de recalque terrestre, além de tubos flexíveis e uma “jointball” para acoplamento entre a draga e a linha submersa.

Para as operações marítimas de apoio, tais como transporte de peças e suprimentos até o porto e movimentação das linhas de recalque, conta-se com um uma embarcação de apoio do tipo Multicat, que além de cumprir as funções de rebocador, empurrador e barco de suprimentos, conta com pau de carga com capacidade de executar manobras de içamento de tubulação para engate e desengate.

Em ambas opções, o equipamento de dragagem foi dimensionado de forma compatível com as profundidades a serem dragadas, com as características dos locais de acoplamento e

bombeamento do material para alimentação das praias, bem assim com as características dos solos indicados nas sondagens geotécnicas.

De qualquer forma, a confirmação dos comprimentos das linhas submersa e terrestre, bem como a posição da draga dependerão do levantamento hidrográfico da área em frente à praia, entre as cotas -5,0 e -10,0 DHN. Esta análise é fundamental para definir as zonas de acoplamento em função do calado da draga e das cotas existentes e assim, definir o comprimento da linha de recalque submersa.

Também nesta alternativa está previsto o uso de embarcação de apoio do tipo Multicat.

7.3.3.2 Equipamento de Espalhamento da areia

Para a instalação e manuseio da tubulação e para o movimento de terra estão previstos:

02 escavadeiras sobre esteira com potência mínima de 110 KW;

02 carregadeiras tipo CAT 950 ou similar;

02 Tratores sobre esteira com potência mínima de 259 KW, para espalhamento da areia e conformação do material da berma acima da linha d'água.

7.3.3.3 Dragagem, transporte e recalque

Os trabalhos de engorda consistem num conjunto de serviços, que se iniciam com a dragagem por draga tipo “hopper”, na área da jazida de areia identificada, o transporte do material dragado para as áreas de alimentação artificial das praias, o bombeamento da areia diretamente para o local de deposição e seu espalhamento, conformando a berma e taludes projetados.

Da Figura 7-43 à Figura 7-45 a seguir é possível ver a sequência da operação de dragagem, transporte e recalque:

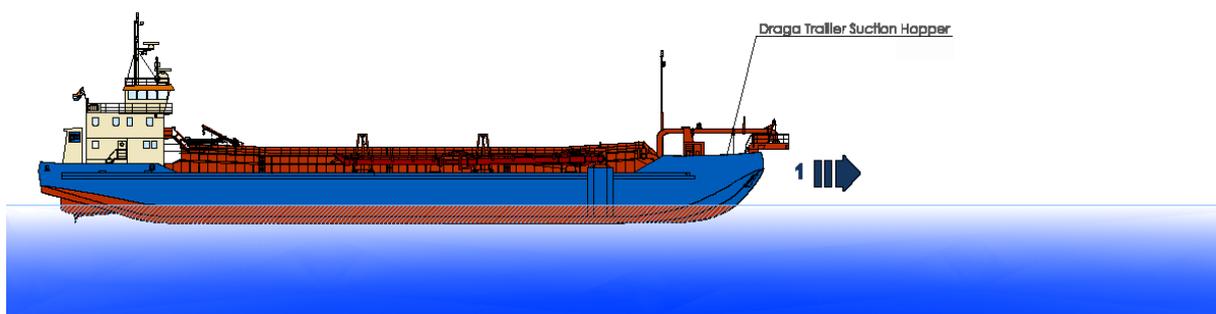


Figura 7-43: Fase 1: Chegada da draga à área da jazida.

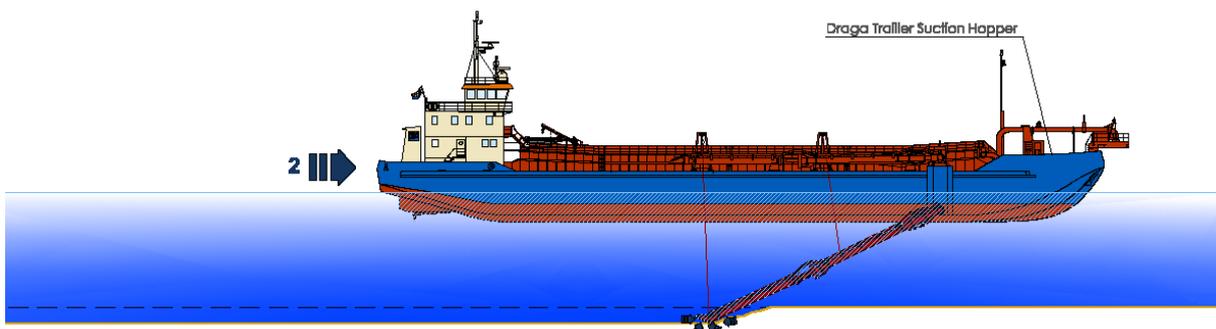


Figura 7-44: Fase 2: Início da dragagem com draga de sucção em marcha para o porão da draga.

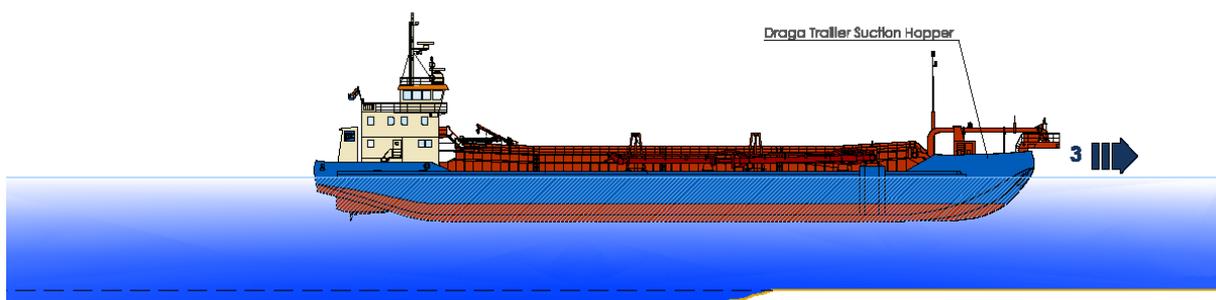


Figura 7-45: Fase 3: Após atingido o calado máximo, transporte até o trecho de praia a ser alimentado.

7.3.3.4 Construção da plataforma artificial

Antes do início da dragagem na jazida e recalque para a praia, é necessário construir a linha de recalque, que fará o transporte dos inertes desde a cisterna da draga até a área da constituição da nova plataforma e praia.

Este é um dos trabalhos mais importantes numa obra de engorda. Um trabalho deficiente compromete toda a obra, podendo mesmo inviabilizar o seu cronograma.

A tubulação é composta por tubos de 12 metros soldados topo-a-topo.

Os trabalhos de soldadura dos tubos têm que ser efetuado por empresas credenciadas e com extremo controle de qualidade, recorrendo aos mais modernos processos de verificação dos cordões de solda, sob pena de acarretar paradas desnecessárias no serviço para refazer soldas, enquanto se pagam vastas quantias de dinheiro em tempo de aluguel ou diária da draga.

A quebra de uma linha submersa em atividade, obriga interromper a obra para fazer a reparação da mesma, que em muitos casos obriga a remover toda a linha para fora de água e voltar a proceder a sua recolocação.

Após a constituição da linha submersa, inicia-se a operação de colocação desta na água e posterior afundamento.

O processo inicia-se pelo enchimento da linha com ar comprimido, de forma que a mesma flutue ao entrar na água. Será colocado um cabo na ponta da linha que será levado até à draga. Posteriormente as máquinas de terra vão empurrando progressivamente a linha para dentro de água, sempre numa posição paralela à linha de costa, até que a tubulação fique imersa e comece a flutuar. A partir daqui a draga puxa a ponta da linha através do cabo até esta chegar ao ponto de acoplamento. Após a linha estar no seu posicionamento correto, o ar é retirado e esta afunda, conformando-se ao fundo. Nesta operação, em função do comprimento da linha submersa, serão usados outros meios flutuantes de apoio.

A partir daqui a tubulação está pronta para ser iniciado o trabalho de recalque da polpa de areia para a praia, começando a constituição da plataforma de projeto.

Na Figura 7-46 é possível mostrar esquematicamente a forma de acoplamento.

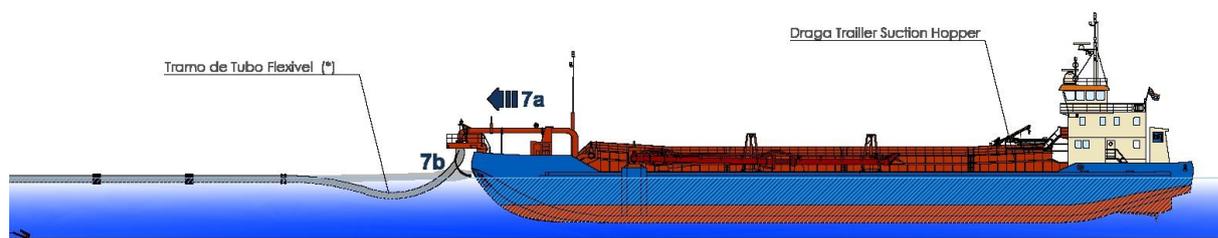


Figura 7-46: Fase 4 Posicionamento da draga e acoplamento da linha de recalque.

À medida que é feito o lançamento, os equipamentos de terra (trator D7 ou similar) fazem o espalhamento da areia que se vai acumulando na frente do espalhador da tubulação de transporte.

Nesta operação a escavadeira também tem um papel importante, visto que remove também os inertes da zona de descarga, por forma a não causar obstrução no espalhador.

Desta forma a plataforma vai sendo criada e a tubulação de terra vai sendo acoplada e acrescentada ao longo da praia.

A partir de um determinado comprimento de tubulação já não é recomendável acrescentar mais tubos devido às elevadas perdas de rendimento hidráulico. Neste momento é necessário deslocar a linha submersa para a seguinte frente de trabalho. No presente trabalho consideraram-se as sucessivas posições da linha de recalque distanciadas entre 200 e 500m. O Desenho ENGSEQ 01/01 no Anexo C mostra uma sugestão das posições de colocação das linhas de recalque. Este trabalho de deslocamento da linha submersa é bastante meticuloso, principalmente numa área com forte arrebentação.

O processo inicia-se pela operação de recolocar a linha em suspensão, através do seu enchimento com ar comprimido, deslocamento da mesma, com a intervenção da draga e das máquinas de terra, reposicionamento e afundamento.

Nesta nova posição, inicia-se uma repetição da sequência já referida, caminhando com a plataforma até ao final.

Todo o processo de construção das linhas submersa e terrestre (soldaduras e flanges) e de colocação na água, movimentação ao longo da praia, são trabalhos de elevada complexidade técnica, a serem executados por técnicos de empresa de dragagem, com comprovação de ter executado serviço de engordas similares.

Algumas etapas podem ser feitas por terceirizados, mas coordenados pela empresa de dragagem, de forma que não falhe nenhum pequeno detalhe, que poderá colocar em risco toda a operação.

Na Figura 7-47, é possível ver esquematicamente as operações de instalação da tubulação, recalque da polpa de areia e o espalhamento das mesmas na plataforma da praia.

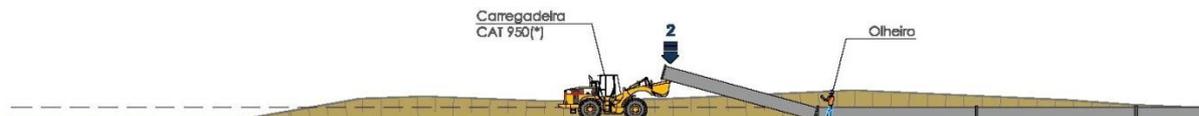
SEÇÃO TRANSVERSAL ESQUEMÁTICA
Perfil Existente e Trabalhos Planejados



TRAMO DE LINHA TERRESTRE | SEÇÃO ESQUEMÁTICA

Ciclo de Trabalhos na Montagem da Tubulação de Recalque - Tramo Terrestre

- (1) Transporte de Elementos da Linha Préviamente preparados com Flanges de Ligação utilizando uma Carregadeira
- (2) Descarga e Posicionamento do Elemento com Carregadeira e Olheiro
- (3) Acoplamento dos Elementos com Ligação das Flanges
- (4) Aterro Sobre o Último Elemento para fixação na Zona de Recalque com Escavadeira



TRAMO DE LINHA TERRESTRE | SEÇÃO ESQUEMÁTICA

Esquema de Trabalhos na Zona de Recalque após a Ativação da Linha

- (5) Recalque do Material Dragado e Expulsão pelo Bocal do Último Tramo
- (6) Espalhamento Contínuo do Material Garantindo o Funcionamento da Linha sem Entupimentos com Trator de Esteira

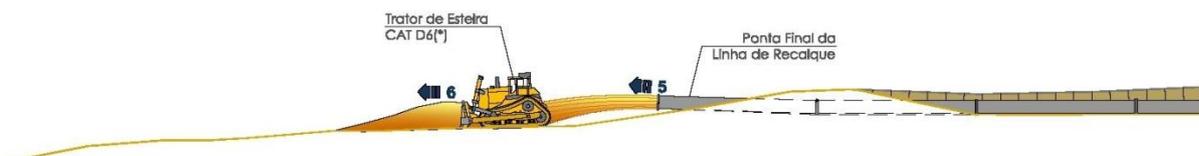


Figura 7-47: Sequência esquemática do serviço de terra.

7.3.3.5 Prazo de dragagem

Conforme referido anteriormente, a draga recomendada para executar o serviço é uma TSHD com 6.000 m³, ou superior. Em função da granulometria, predominantemente fina, não é recomendável atuar na capacidade máxima, limitando a cerca de 80%. Desta forma, evita-se gasto excessivo de tempo com o transbordamento do excesso de água. Considerando que o esgotamento completo da cisterna também incorre em demoras no volume final, considera-se que 10% da capacidade permanecerão na cisterna. Assim sendo, a draga opera, em um tempo de ciclo ótimo, com cerca de 70% da capacidade em volume.

Entre os fatores que afetam a produtividade podemos listar:

- i. Empolamento: Estima-se que após desagregado o sedimento ocupe um valor maior na cisterna, estimado em 20%;
- ii. Perdas locais, o percentual de areia bombeado que é devolvido ao mar devido ao próprio fluxo da polpa, à ocorrência de ressacas, estimado em 20%;
- iii. Tempo de acoplamento à linha de recalque. 20 min;
- iv. Tempo de desacoplamento à linha de recalque. 5 min;
- v. Paradas para manutenção, abastecimento e trocas de equipamento desgastado: estimado como sendo 5% do tempo total de contrato;
- vi. Movimentação das linhas de recalque: Estima-se que sejam necessários 15 dias para mover a linha entre posições sucessivas;
- vii. Trabalhabilidade: É afetada pelas condições do mar, sobretudo altura e período das ondas: Estimado em 8% do tempo.

Partindo destas premissas, o tempo de dragagem será de 7,5 meses, como demonstrado na Tabela 7-23.



Tabela 7-23: Cálculo dos ciclos de dragagem e prazo total para cada alternativa.

CARACTERÍSTICAS DA DRAGA	
fonte de areia	jazida submarina
Equipamentos	Draga TSHD
Capacidade total da cisterna (m ³)	6000
VOLUME:	
Volume de Calculado pelas seções m ³	2298963
Perdas Locais (overflow)	20%
Volume de Contrato líquido m ³	2758756
Empolamento (%)	20%
M ³ Volume bruto a ser dragado	3310507
M ³ adicionais a serem dragados (se aplicável)	0
Perdas adicionais (se aplicável)	0
M ³ total a ser dragado	3310507
PRODUÇÃO	
Distância para a área de jazida [km]	4
Velocidade máxima de navegação [nó]	14
Velocidade em carga [nó]	13
Tempo médio de navegação [min]	10
Tempo de carregamento (dragagem) [min]	90
tempo de manobras no processo de carga [min]	5
Tempo de navegação médio (carregado) [min]	11
Numero de posições da linha de recalque	2
O acoplamento com linha flutuante [min]	20
Bombeamento de água pipeline (limpeza) [min]	60
Desacoplamento da linha de flutuação [min]	5
Descarga e manobra de retorno [min]	130
Tempo total do ciclo [min]	332
coeficiente de enchimento da cisterna	85%
carga média de areia dragada [m ³]	5100
carga remanescente após descarga [m ³]	255
quantidade de areia [m ³] descarregada	4845
Produção em m ³ /h de dragagem	875
TEMPO DE TRABALHO:	
Total de dias de trabalho por semana	7
Total de horas por dia	24
Coeficiente de eficiência das operações	0.80
Total de horas de dragagem por semana	134
Produção semanal em m ³ / semana	117568
CRONOGRAMA:	
Mobilização de equipamentos em dias	
Instalação inicial (draga, linhas, recuperação)	
movimentação linhas	15
Percentual de tempo paradas para manutenção	5%
Percentual de dias não trabalháveis	8%
Tempo desmontagem dos equipamentos	0
Tempo de trabalho total, em dias	0
Tempo de trabalho útil em dias	197.1
Total de dragagem em dias	223.5
Total de dragagem em meses	7.5
Total de dias de dragagem contrato (acumulado)	223.5

8 INDICAÇÃO DAS PEDREIRAS

As pedreiras são localizadas conforme o mapa.

Distância média de transporte considerada no projeto: 28km.

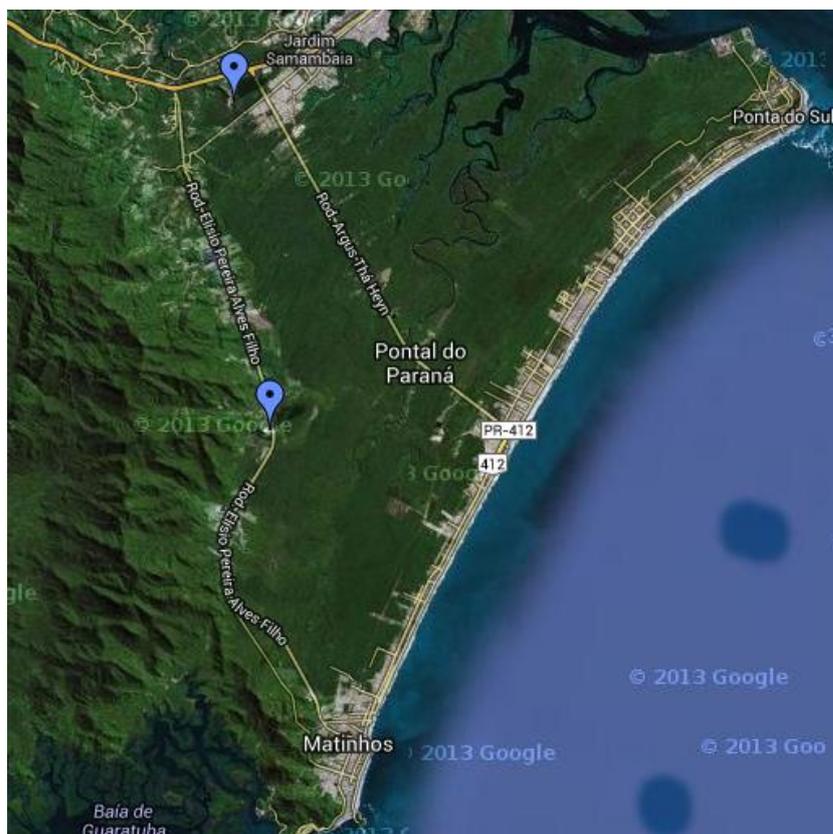


Figura 8-48 – Localização das jazidas

9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMB Planejamento Ambiental Biotecnologia Ltda, 2012. Levantamento de Perfis de Praia da Orla Marítima do Município de Matinhos – PR. Relatório Técnico. Outubro.
- Besley, P., 1999 Overtopping of seawalls – design and assessment manual. R & D Technical Report W 178, Environment Agency, Bristol, ISBN 1 85705 069 X.
- Campbel, T.; Dean, R.G.; Metha, A.J.; Wang, H., 1990. “Short Course on Principles and Applications of Beach Nourishment”. Florida Shore and Beach Preservation Association & Coastal and Oceanographic Engineering Department, University of Florida.
- Cassar, J.C.M., 1993 – “Aplicação das Rosas de Transporte Litorâneo à Costa Norte-Fluminense”. Revista Brasileira de Engenharia, vol. 11, nº 1. A.B.R.H.
- CERC, Coastal Engineering Research Center, 1984 - Shore Protection Manual vol. 1.
- Deltares, 2010, Delft 3d FLOW Manual.
- Deltares, 2010, Delft 3d WAVE Manual.
- DHN (Diretoria de Hidrografia e Navegação), 1976 - Carta náutica B1820 -Proximidades da Barra de Paranaguá.
- Eurotop, 2007, Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual.
- Ferma Engenharia, 2009 - Relatório sobre o uso de jazidas de areia submersas como fonte de material para alimentação artificial de praias como problemas erosivos na porção central da costa paranaense.
- Goda, Y., 1985, “Random Seas and Design of Maritime Structures”, University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.
- Guza, R. T. y E. B. Thornton, 1981, Wave set-up on a natural beach, Journal of Geophysics Research, Vol 86, 4133-4137
- Hogben, N., 1986 – “Global Waves Statistics”.
- IPCC (2007). “Climate Change 2007: The Physical Science Basis”. Intergovernmental Panel on Climate Change, Geneva, Switzerland.

Kriebel, D. L., and Dean, R. G., 1993. "Convolution method for time-dependent beach-profile response." J. Waterw., Port, Coastal, Ocean Eng., 119(2), 204–226.

Lesser, G. R., J. A. Roelvink, J. A. T. M. van Kester, et al., 2004. "Development and validation of a three-dimensional morphological model." Coastal Engineering 51(8-9): 883-915.

Lima, Marcos Gândor Porto, Controle da erosão em praias arenosas pelo método de recifes submersos: Praia Brava de Matinhos, PR. Pontal do Paraná, 2008. xv, 81 f.: il. Orientador: Prof. Dr. Eduardo Marone. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Ciências da Terra, Centro de Estudos do Mar. Programa de Pós-graduação em Sistemas Costeiros e Oceânicos.

PIANC (Permanent International of Navigation Congresses), 1995: Preliminary Guidelines for Approach Channels.

Ranasinghe, R., C. Swinkels, A. Luijendijk, et al., 2011. "Morphodynamic upscaling with the MORFAC approach: Dependencies and sensitivities." Coastal Engineering 58(8): 806-811.

Rodolfo J. Angulo, Carlos R. Soares, Eduardo Marone, M. Cristina Souza, Lydio L. R. Odreski, Maurício A. Noernberg, 2008, Erosão e Progradação do Litoral Brasileiro, Capítulo: PARANÁ, Organização Dieter Muhe, Publicação MMA.

Roelvink, J. A., 2006. "Coastal Morphodynamic Evolution Techniques." Coastal Engineering 53(2-3): 277-287.

U.S. Army, 2006, "Coastal Engineering Manual" - Corps of Engineers.

Responsável Técnico:



João Claudio Martins Cassar
CREA/RJ: 199010444D

ANEXO A

DESENHOS DOS ENROCAMENTOS

Plantas, Cortes Longitudinais e Cortes Transversais

ANEXO B

DESENHOS DO ENGORDAMENTO

Planta e Cortes Transversais

ANEXO C

SEQUÊNCIA DA OPERAÇÃO DE DRAGAGEM