

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

PHA - Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental

ALEXANDRE MINORU UEHARA HIRAMATSU

BÁRBARA ESTHER FARIA PAES

CAIO ALVIERI GAMINO

FERNANDA MIYAMOTO NAKAMURA

**ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA DE MOLHES GUIAS-  
CORRENTES NO CANAL DA BARRA DE SANTOS**

*Solução Náutica e de Defesa do Litoral*

Trabalho de Formatura do Curso de  
Engenharia Civil apresentado à Escola  
Politécnica da Universidade de São Paulo

Orientador: Prof. Dr. Paolo Alfredini

São Paulo, Dezembro de 2017

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

ALEXANDRE MINORU UEHARA HIRAMATSU

BÁRBARA ESTHER FARIA PAES

CAIO ALVIERI GAMINO

FERNANDA MIYAMOTO NAKAMURA

Catálogo-na-publicação

Paes, Barbara

Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos / B. Paes, C. Gamino, F. Nakamura, A. Hiramatsu -- São Paulo, 2017.  
188 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental.

1.Molhes guias-correntes 2.Obras marítimas 3.Canal da Barra de Santos 4.Porto de Santos 5.Dragagem I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Hidráulica e Ambiental II.t. III.Gamino, Caio IV.Nakamura, Fernanda V.Hiramatsu, Alexandre

## **AGRADECIMENTOS**

A nossos familiares e amigos, por todo o apoio e incentivo não só, mas principalmente ao longo da graduação.

Ao professor orientador Paolo Alfredini, pela oportunidade, confiança e pelo empenho dedicado à elaboração deste trabalho, nos enviando inúmeras referências e materiais, respondendo nossas dúvidas pronta e detalhadamente, nos auxiliando na obtenção de informações pertinentes, e compartilhando conosco sua vasta experiência em obras marítimas.

Ao Dr. João Acácio Gomes de Oliveira Neto e ao Eng. Marcelo Aschar que enriqueceram muito nosso trabalho nos fornecendo custos relativos a obras recentes da empresa DTA.

À banca examinadora do nosso Trabalho de Formatura I – Dr. João Acácio e Prof. Kalil José Skaf –, pela atenção dedicada à leitura do nosso trabalho e pelo tempo despendido em reuniões conosco, nos ajudando a enxergar e avaliar outras alternativas de solução.

Aos profissionais Marcelo Reina e Anderson Oliveira Novais da pedreira Mongaguá que nos abriram dados sensíveis para o estudo.

E a todos aqueles que, de alguma forma, também contribuíram para a realização deste trabalho e para a nossa formação acadêmica.

## RESUMO

O Porto de Santos é o mais movimentado da América Latina e sua capacidade depende da profundidade do canal de acesso, o Canal da Barra, uma vez que quanto mais profundo, maior o calado e o porte bruto dos navios que podem nele navegar. Como a profundidade natural é insuficiente, a dragagem é um procedimento necessário, porém dispendioso quando não associado a obras fixas de guiamento das correntes.

Tais obras são uma alternativa clássica para reduzir o volume de material que necessita ser dragado e por consequência a interferência das dragas com a navegação comercial.

O Trabalho de Formatura I abordou questões como a determinação da onda de projeto, o tipo de maciço a ser utilizado e tipo de bloco artificial de concreto, fazendo um pré-dimensionamento da estrutura e uma análise preliminar de viabilidade técnica, com levantamento das jazidas no entorno dos possíveis locais para canteiro de obras, por exemplo.

Este Trabalho de Formatura II apresenta uma análise de viabilidade técnica mais detalhada, um aprimoramento no dimensionamento e uma análise inicial de viabilidade econômica.

*Palavras-chaves: Porto de Santos, canal de acesso, molhes guias-correntes, dragagem, defesa do litoral.*

## **ABSTRACT**

Santos Port is the most important maritime cargo transfer terminal in Latin America. Its' throughput depends on the depth of the outer access channel, named Canal da Barra, since a deeper channel allows for bigger vessels to navigate on it. Since the natural depth is low, dredging is a necessary procedure. However, this means excessive costs if not associated with training walls.

These works are a classic alternative to reduce the volume of dredged material and consequently the interference of the dredgers with the commercial navigation.

Thesis I addressed questions such as the determining of the design wave, the type of jetty to be used and the type of artificial concrete block design, making a pre-dimensioning of the structure and a preliminary analysis of technical feasibility, with a survey of the rock deposits around the possible construction sites, for example.

Thesis II presents a more detailed technical feasibility analysis, a sizing improvement, and an initial economic viability analysis.

*Key words: Santos Port, Santos Bay, outer access channel, training-walls, jetties, dredging, coastal protection, shore protection*

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1 – UNIDADE ACCROPODE II™ .....	24
FIGURA 3-1 – LOCALIZAÇÃO DOS ADCP'S UTILIZADOS E DOS PONTOS ONDE FORAM EXTRAÍDOS OS RESULTADOS DOS MODELOS GLOBAIS. ....	28
FIGURA 3-2 – GRADE COMPUTACIONAL PARA PROPAGAÇÃO DE ONDAS – VISÃO GERAL .....	29
FIGURA 3-3 – GRADE COMPUTACIONAL PARA PROPAGAÇÃO DE ONDAS – ÁREA DE INTERESSE .....	30
FIGURA 3-4 – GRADE COMPUTACIONAL PARA OS PROCESSOS HIDROSSEDIMENTÓLOGICOS – VISÃO GERAL. ....	30
FIGURA 3-5 – GRADE COMPUTACIONAL PARA OS PROCESSOS HIDROSSEDIMENTÓLOGICOS – ÁREA DE INTERESSE.....	31
FIGURA 3-6 – MARÉ PREVISTA X MARÉ OBSERVADA .....	33
FIGURA 3-7 – OSCILAÇÃO DA MARÉ E ELEVAÇÃO DO NÍVEL MÉDIO DEVIDO A EVENTOS METEOROLÓGICOS ..	33
FIGURA 3-8 – COMPARAÇÃO DOS VALORES DE HS ENTRE OS PERÍODOS DE VERÃO E INVERNO .....	34
FIGURA 3-9 – COMPARAÇÃO DA VARIAÇÃO DE NÍVEL NO PONTO PRATICAGEM ENTRE OS PERÍODOS DE VERÃO E INVERNO .....	35
FIGURA 3-10 – COMPARAÇÃO ENTRE O HISTOGRAMA DIRECIONAL DE ONDAS MÉDIAS DE VERÃO E O HISTOGRAMA DO PERÍODO SIMULADO “VERÃO” .....	35
FIGURA 3-11 – COMPARAÇÃO ENTRE O HISTOGRAMA DIRECIONAL DE ONDAS MÉDIAS DE INVERNO E O HISTOGRAMA DO PERÍODO SIMULADO “INVERNO” .....	36
FIGURA 3-12 – TRECHOS - CANAL DE ACESSO AO PORTO DE SANTOS .....	37
FIGURA 3-13 – BALANÇO SEDIMENTAR NOS TRECHOS DO CANAL DE ACESSO AO PORTO DE SANTOS - CENÁRIOS MENSIS DE VERÃO E INVERNO .....	38
FIGURA 3-14 – DISTRIBUIÇÃO DOS VOLUMES DE DEPÓSITO SEDIMENTAR E ESTIMATIVA DE VOLUMES MÉDIOS ANUAIS - SITUAÇÃO ATUAL .....	38
FIGURA 3-15 – OBRAS DE MELHORAMENTO - ESTRUTURAS IMPLANTADAS NA BAÍA .....	41
FIGURA 3-16 – CAMPO DE ONDAS - SITUAÇÃO ATUAL <i>VERSUS</i> SITUAÇÃO COM OBRA .....	42
FIGURA 3-17 – CAMPO DE CORRENTES - SITUAÇÃO ATUAL X COM OBRA – REGIÃO EXTERNA .....	43
FIGURA 3-18 – EROSIÃO/ACÚMULO - SITUAÇÃO ATUAL X COM OBRA - REGIÃO EXTERNA .....	44
FIGURA 3-19 – ESTIMATIVA ANUAL - COMPARAÇÃO - SITUAÇÃO ATUAL X IMPLANTAÇÃO DE OBRA - DIVISÃO POR TRECHOS .....	45
FIGURA 3-20 – ESTIMATIVA ANUAL - COMPARAÇÃO DE CENÁRIOS COM E SEM OBRAS DE MELHORAMENTO .....	46
FIGURA 4-1 – LOCALIZAÇÃO DAS PEDREIRAS NA BAIXADA SANTISTA. ....	48
FIGURA 5-1 – ESQUEMATIZAÇÃO DO CANTEIRO AVANÇADO (CCL, 2016).....	49
FIGURA 5-2 – ESQUEMATIZAÇÃO DO CANTEIRO DE APOIO (CCL, 2016). ....	50
FIGURA 5-3 – OPÇÕES DE CANTEIRO DO TF1.....	51
FIGURA 5-4 – ÁREAS ESCOLHIDAS PARA CANTEIRO CENTRAL. ....	52
FIGURA 5-5 – ESQUEMATIZAÇÃO DE CANTEIRO NA ÁREA DA SAIPEM.....	54
FIGURA 5-6 – ÁREA ADICIONAL NO TERRENO.....	55
FIGURA 5-7 – ESQUEMATIZAÇÃO DO CANTEIRO NA ÁREA VIZINHA AO WILSON&SONS .....	56
FIGURA 5-8 – RAMPA PRÓXIMA AO DECK DOS PESCADORES.....	57
FIGURA 5-9 – ÁREA DESTINADA AO CANTEIRO DE APOIO DO MOLHE OESTE. ....	58

FIGURA 5-10 – TRECHO DA INTERDIÇÃO NAS AVENIDAS DE SANTOS. ....	59
FIGURA 5-11 – PRAIA DO GÓES.....	60
FIGURA 5-12 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	60
FIGURA 5-13 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	61
FIGURA 5-14 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	61
FIGURA 5-15 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	61
FIGURA 5-16 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	62
FIGURA 5-17 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	62
FIGURA 5-18 – MOLHE E PÍER NA PRAIA DO GÓES.....	62
FIGURA 6-1 – ÁREA PARA O TERMINAL DE TRANSFERÊNCIAS. ....	65
FIGURA 6-2 – RAMIFICAÇÃO DA LINHA FÉRREA PARA DESEMBARQUE DAS CARGAS .....	66
FIGURA 6-3 – ESQUEMATIZAÇÃO DO CANTEIRO. ....	66
FIGURA 6-4 – TRAJETO POR RODOVIA E FERROVIA ATÉ O TERMINAL. ....	67
FIGURA 6-5 – TRAJETO DO TERMINAL ATÉ O CANTEIRO CENTRAL OU ATÉ OS MOLHES. ....	68
FIGURA 6-6 – TRAJETO POR RODOVIA ATÉ O TERMINAL.....	69
FIGURA 6-7 – CONTÊINER DA IMPACTO LOGÍSTICA. ....	72
FIGURA 7-1 – SEÇÃO D ANALISADA COM O SOFTWARE PHASE.....	78
FIGURA 7-2 – CENÁRIO UTILIZADO NA ANÁLISE DE RECALQUE.....	79
FIGURA 7-3 – RESULTADO DA ANÁLISE, COM RECALQUES INDICADOS POR CORES .....	80
FIGURA 7-4 – GRÁFICO INDICANDO OS VALORES DE DESLOCAMENTO VERTICAL DE CADA PONTO.....	80
FIGURA 7-5 – GRÁFICO DE RECALQUE COM ÁREA DELIMITADA PARA ESTIMATIVA DE VOLUME ADICIONAL.....	81
FIGURA 8-1 – CANAL EXTERNO DO PORTO DE SANTOS ESBOÇADO SOBRE A CARTA NÁUTICA DA PARTE SUL DO PORTO. ....	84
FIGURA 8-2 – ESBOÇO DO MOLHE OESTE NA CARTA NÁUTICA DA PARTE SUL DO PORTO DE SANTOS. ....	85
FIGURA 8-3 – PRAIA DO EMBARÉ, PRÓXIMO AO CANAL 4, SANTOS. ....	86
FIGURA 8-4 – ESBOÇO DO MOLHE LESTE NA CARTA NÁUTICA DA PARTE SUL DO PORTO DE SANTOS. ....	87
FIGURA 8-5 – PONTA DO LIMÕES, SANTOS.....	87
FIGURA 8-6 – CARTA NÁUTICA PARTE SUL DO PORTO DE SANTOS. GARGALO DA LARGURA DE FUNDO ENTRE PONTA DA PRAIA E PONTA DA FORTALEZA.....	88
FIGURA 8-7 – REPRESENTAÇÃO DAS VELOCIDADES DE ENCHENTE E VAZANTE DO CANAL DA BARRA COM A PRESENÇA DOS MOLHES. ....	89
FIGURA 9-1 – ILUSTRAÇÃO DAS DIMENSÕES QUE ENVOLVEM A ARREBENTAÇÃO DA ONDA .....	91
FIGURA 9-2 – RELAÇÃO ENTRE RAZÃO $HbH'o$ E $H'ogT^2$ .....	92
FIGURA 9-3 – RELAÇÃO ENTRE $DS/GT^2$ E $Hb/DS$ .....	94
FIGURA 9-4 – EXEMPLO DE SITUAÇÃO COM DIFRAÇÃO E SEM DIFRAÇÃO.....	101
FIGURA 9-5 – AL MINA'ASH SHARQIYAH - PROVÍNCIA DE ALEXANDRIA, EGITO. ....	102
FIGURA 9-6 – COEFICIENTES DE DIFRAÇÃO PARA $B=2,5L$ . ....	103
FIGURA 9-7- DIAGRAMA DE JOHNSON SOBREPOSTO AO CROQUI DOS MACIÇOS SOBRE A CARTA NÁUTICA DA PARTE SUL DO PORTO DE SANTOS. ....	103
FIGURA 9-8 – DIFERENTES PERFIS DE TALUDES .....	114

FIGURA 9-9 – COEFICIENTES DE AMINTI E FRANCO.....	116
FIGURA 9-10 – DIFERENTES CURVATURAS PARA OS MUROS.....	117
FIGURA 9-11 – PRINCIPAIS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS DE UM TALUDE COM MURO DEFLETOR (VERA-CRUZ, 1972).....	117
FIGURA 9-12 – RESULTADOS PARA MURO VERTICAL E FUNDO HORIZONTAL.....	120
FIGURA 9-13 – RESULTADOS PARA MURO M-C E FUNDO HORIZONTAL .....	121
FIGURA 9-14 – GRÁFICO $V = F(A/H'O)$ PARA OS MUROS M-V, M-C, M-Cb .....	121
FIGURA 9-15 – COMPORTAMENTO DE PERFIS COM DIFERENTES DIMENSÕES A, B E C.....	124
FIGURA 9-16 – COEFICIENTES DE AMINTI E FRANCO SELECIONADOS.....	125
FIGURA 9-17 – RELAÇÃO ENTRE $H_i/GT^2$ , $H_i/D$ E $F/WD^2$ PARA $\chi = 1$ .....	140
FIGURA 9-18 – RELAÇÃO ENTRE $H_i/GT^2$ , $H_i/D$ E $M/WD^3$ PARA $\chi = 1$ .....	141
FIGURA 9-19 – PRESSÃO HIDROSTÁTICA NA SITUAÇÕES EM QUE A CRISTA E O VALE DA ONDA ESTÃO INCIDINDO NA PAREDE. ....	141
FIGURA 9-20 – PAREDE CONSTRUÍDA SOBRE BASE DE ENROCAMENTO .....	142
FIGURA 9-21 – FATORES DE CORREÇÃO PARA FORÇA E MOMENTO.....	143
FIGURA 9-22 – SUBPRESSÃO NA BASE DO MURO E DO PAVIMENTO. ....	145
FIGURA 10-1 – ÁREA DA SUBCAPA EXTERNA DO CABEÇO DO MOLHE OESTE .....	147
FIGURA 10-2 – MEDIDA ENTRE O CANAL 4 E O CANAL 5 UTILIZANDO O <i>SOFTWARE AUTOCAD</i> .....	148
FIGURA 10-3 – MOLHES ESBOÇADOS SOBRE A CARTA NÁUTICA, COM A MARCAÇÃO DA DIVISÃO DAS SEÇÕES .....	149
FIGURA 10-4 – COMPRIMENTOS DAS SEÇÕES BO E CO .....	150
FIGURA 11-1 – CAMINHÃO REALIZANDO O TRANSPORTE DE PRÉ-MOLDADOS. ....	156
FIGURA 11-2 – DESCARREGAMENTO DE MATERIAL PÉTREO PARA O ENROCAMENTO. ....	156
FIGURA 11-3 – COLOCAÇÃO DE ENROCAMENTO POR MEIO DE GUINDASTE. ....	157
FIGURA 11-4 – UTILIZAÇÃO DE MODELO PARA LOCAÇÃO DO PRÉ-MOLDADO. ....	158
FIGURA 11-5 – COLOCAÇÃO DE PRÉ MOLDADOS COM GUINDASTE. ....	159
FIGURA 11-6 – BARÇA DO TIPO SPLIT. ....	160
FIGURA 11-7 – BARÇA DO TIPO SPLIT DEPOSITANDO O MATERIAL DO NÚCLEO.....	160
FIGURA 11-8 – SESSÃO-TIPO DA OBRA DE SUAPE. ....	161
FIGURA 11-9 – CÂBREA DA MANOBRASSO. ....	162
FIGURA 11-10 – CAMINHÃO MERCEDEZ.....	162
FIGURA 11-11 – TRATOR DA CATERPILLAR. ....	163
FIGURA 11-12 – ESCAVADEIRA DA CATERPILLAR.....	163
FIGURA 11-13 – GUINDASTE DA CATERPILLAR. ....	164
FIGURA 12-1 – MARINA NOS MOLHES DE PORTO SANTO, PORTUGAL.....	165
FIGURA 12-2 – MARINA DE PENICHE, PORTUGAL. ....	166
FIGURA 12-3 – MARINA PRAIA DA VITÓRIA, LISBOA, PORTUGAL. ....	167
FIGURA 12-4 – MODELO CONCEITUAL DO PORTO DE VALONGO EM SANTOS. ....	168
FIGURA 12-5 – FINGERS FLUTUANTES DA MARINA.....	169
FIGURA 12-6 – PLANTA DOS FINGERS .....	170

FIGURA 12-7 – LAYOUT FINAL.....	170
FIGURA 12-8 – VISTA DA MARINA.....	171
FIGURA 12-9 – VISTA DA MARINA.....	171

## ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 2-1 – VOLUMES CALCULADOS PARA SEÇÕES DO MOLHE OESTE.....	25
TABELA 2-2 - VOLUMES CALCULADOS PARA SEÇÕES DO MOLHE LESTE.....	26
TABELA 2-3 – VOLUMES TOTAIS PARA MOLHES OESTE E LESTE.....	27
TABELA 3-1 – ESTIMATIVA ANUAL DE VOLUMES - BATIMETRIA ATUAL E GABARITOS NAS COTAS - 15,0 M, - 16 M E - 17 M (CHM).....	39
TABELA 3-2 – ESTIMATIVA ANUAL - VOLUMES IN SITU - DIFERENTES GABARITOS .....	46
TABELA 3-3 – ESTIMATIVA ANUAL DE VOLUMES - BATIMETRIA ATUAL E GABARITOS DE 15, 16 E 17 METROS DE PROFUNDIDADE – COM OBRA.....	46
TABELA 4-1 – TABELA DE PREÇOS DAS PEDREIRAS ESTUDADAS. ....	48
TABELA 5-1 – RELAÇÃO ENTRE <i>LEAD TIME</i> , VOLUME E ÁREA DE ARMAZENAMENTO NO CANTEIRO.....	53
TABELA 5-2 – ÁREAS QUE COMPÕE O CANTEIRO.....	54
TABELA 5-3 – ÁREAS QUE COMPÕE O CANTEIRO.....	56
TABELA 6-1 – RELAÇÃO DE QUANTIDADES PARA TRANSPORTE NAS PEDREIRAS.....	70
TABELA 6-2 – TEMPOS DE CICLO PARA A PEDREIRA INTERVALES.....	73
TABELA 6-3 – NÚMERO DE CAMINHÕES ÓTIMO PARA A PEDREIRA INTERVALES. ....	73
TABELA 6-4 – TEMPOS DE CICLO PARA A PEDREIRA MONGAGUÁ. ....	74
TABELA 6-5 – NÚMERO DE CAMINHÕES ÓTIMO PARA A PEDREIRA MONGAGUÁ. ....	74
TABELA 7-1 – PARÂMETROS UTILIZADOS NA ANÁLISE DE RECALQUE .....	79
TABELA 7-2 – VOLUMES CALCULADOS PARA O MOLHE OESTE .....	82
TABELA 7-3 – VOLUMES CALCULADOS PARA O MOLHE LESTE .....	82
TABELA 9-1 – MOLHE OESTE. COTAS DHN E PROFUNDIDADES MÉDIAS DEFINIDAS PARA CADA SEÇÃO. ....	93
TABELA 9-2 – MOLHE LESTE. COTAS DHN E PROFUNDIDADES MÉDIAS DEFINIDAS PARA CADA SEÇÃO.....	94
TABELA 9-3 – MOLHE OESTE. ALTURAS DAS ONDAS DE ARREBENTANÇA PARA CADA SEÇÃO (M=0,02). ....	95
TABELA 9-4 – MOLHE LESTE. ALTURAS DAS ONDAS DE ARREBENTANÇA PARA CADA SEÇÃO (M=0,02).....	95
TABELA 9-5 – MOLHE OESTE. ALTURAS DAS ONDAS DE ARREBENTANÇA PARA CADA SEÇÃO (M=0).....	96
TABELA 9-6 – MOLHE LESTE. ALTURAS DAS ONDAS DE ARREBENTANÇA PARA CADA SEÇÃO (M=0).....	96
TABELA 9-7 – MOLHE OESTE. ATURAS DE ONDA EM METROS USADAS NO CÁLCULO PARA PESO DOS BLOCOS.....	97
TABELA 9-8 – MOLHE LESTE. ATURAS DE ONDA EM METROS USADAS NO CÁLCULO PARA PESO DOS BLOCOS .....	97
TABELA 9-9 – VALORES DE K .....	98
TABELA 9-10 – MOLHE OESTE; TALUDE EXTERNO.PESO DOS BLOCOS DE ENROCAMENTO DAS ARMADURAS DAS SEÇÕES AO E BO .....	99
TABELA 9-11 – MOLHE LESTE; TALUDE EXTERNO.PESO DOS BLOCOS DE ENROCAMENTO DAS ARMADURAS DA SEÇÃO AL.....	99
TABELA 9-12 – MOLHE OESTE; TALUDE EXTERNO. PESO DOS BLOCOS DE CONCRETO DAS ARMADURAS DAS SEÇÕES CO, DO ,EO, FO, GO E CABEÇO O.....	100
TABELA 9-13 – MOLHE LESTE; TALUDE EXTERNO. PESO DOS BLOCOS DE CONCRETO DAS ARMADURAS DAS SEÇÕES BL, CL, DL ,EL, FL, GL E CABEÇO L. ....	100
TABELA 9-14 – COEFICIENTES DE DIFRAÇÃO PARA SEÇÕES DO MOLHE OESTE .....	104
TABELA 9-15 – COEFICIENTES DE DIFRAÇÃO PARA SEÇÕES DO MOLHE LESTE .....	104

## Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

### Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

TABELA 9-16 – MOLHE OESTE. PESO DOS BLOCOS DE ENROCAMENTO DAS ARMADURAS INTERNAS. ....	104
TABELA 9-17 – MOLHE LESTE. PESO DOS BLOCOS DE ENROCAMENTO DAS ARMADURAS INTERNAS. ....	105
TABELA 9-18 – MOLHE OESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS DE ENROCAMENTO	106
TABELA 9-19 – MOLHE OESTE, TALUDE INTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS INTERNAS DE ENROCAMENTO .....	106
TABELA 9-20 – MOLHE LESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS DE ENROCAMENTO.	106
TABELA 9-21 – MOLHE LESTE, TALUDE INTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS INTERNAS DE ENROCAMENTO .....	107
TABELA 9-22 – MOLHE OESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS DE ACCROPODE II.	107
TABELA 9-23 – MOLHE LESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS ARMADURAS DE ACCROPODE II..	107
TABELA 9-24 – MOLHE OESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS EXTERNAS DAS SEÇÕES AO E BO .....	108
TABELA 9-25 – MOLHE OESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS EXTERNAS DAS SEÇÕES GO A CABEÇO .....	108
TABELA 9-26 – MOLHE OESTE, TALUDE INTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS INTERNAS DAS SEÇÕES. .....	109
TABELA 9-27 – MOLHE LESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS DA SEÇÃO AL .....	109
TABELA 9-28 – MOLHE LESTE, TALUDE EXTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS DA SEÇÕES BL A CABEÇO L .....	109
TABELA 9-29 – MOLHE LESTE, TALUDE INTERNO. ESPESSURAS PARA AS SUBCAPAS DA SEÇÕES AL A CABEÇO L .....	110
TABELA 9-30 – MOLHE OESTE. FAIXAS DE PESO PARA NÚCLEO DE CADA SEÇÃO. ....	110
TABELA 9-31 – MOLHE OESTE. FAIXAS DE PESO PARA NÚCLEO DE CADA SEÇÃO. ....	111
TABELA 9-32 – FAIXAS DE PESOS DAS CAMADAS E SEÇÕES CONTRIBUINTES DE CADA MOLHE .....	112
TABELA 9-33 – PARÂMETROS DO MODELO DE AMINTI E FRANCO .....	124
TABELA 9-34 – DIMENSÕES DO PERFIL PARA $Q=20$ L/S/M .....	125
TABELA 9-35 – APLICAÇÃO DA ESCALA RELATIVO AO PROJETO DOS MOLHES NOS VALORES UTILIZADOS PARA O MODELO .....	126
TABELA 9-36 – PARÂMETRO $D/L_0$ , $H/L_0$ E $D/H$ UTILIZADOS NO MODELO E OS MESMOS RELATIVOS AO PROJETO DOS MOLHES .....	127
TABELA 9-37 – VALORES DE $H'R$ PARA CADA SEÇÃO DO MOLHE OESTE .....	130
TABELA 9-38 – VALORES DE $H'R$ PARA CADA SEÇÃO DO MOLHE LESTE .....	130
TABELA 9-39 – VALORES DE $H'O/H'R$ PARA SEÇÕES DOS MOLHES OESTE E LESTE .....	130
TABELA 9-40 – VALORES DE $V$ PARA CADA $A/H'O$ A PARTIR DO GRÁFICO PARA MURO M-C DO MÉTODO DE VERA CRUZ .....	131
TABELA 9-41 – VALORES DE $A$ E $B$ VARIANDO DE ACORDO COM $A/H'O$ PARA $A+B=10$ NA SEÇÃO DO CABEÇO.	131
TABELA 9-42 – VALORES DE $C$ PARA CADA $A+B$ ; $A/H'O=0,3$ E SEÇÃO DO CABEÇO .....	133
TABELA 9-43 – VALORES DE $C$ PARA CADA $A+B$ ; $A/H'O=0,4$ E SEÇÃO DO CABEÇO .....	133
TABELA 9-44 – VALORES DE $C$ PARA CADA $A+B$ ; $A/H'O=0,5$ E SEÇÃO DO CABEÇO .....	133
TABELA 9-45 – MOLHE OESTE. DIMENSÕES DO MURO PARA CADA SEÇÃO .....	135

TABELA 9-46 – MOLHE LESTE. DIMENSÕES DO MURO PARA CADA SEÇÃO .....	136
TABELA 9-47 – RESULTADOS PARA A,B E C COM O COASTAL ENGINEERING MANUAL.....	137
TABELA 9-48 – CÁLCULO DE H'O PELO MÉTODO DE VERA-CRUZ UTILIZANDO OS RESULTADOS OBTIDOS COM O CEM .....	137
TABELA 9-49 – VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO DEFLETOR DA SEÇÃO DO CABEÇO O E L.....	145
TABELA 10-1 – MOLHE OESTE. EXTENSÃO, ÁREA E VOLUME DAS ARMADURAS EXTERNAS DE CADA SEÇÃO. ....	150
TABELA 10-2 – FAIXAS DE PESOS DAS CAMADAS E SEÇÕES CONTRIBUINTES DE CADA MOLHE .....	151
TABELA 10-3 – VOLUMES POR FAIXA DE CADA MOLHE E VOLUMES TOTAIS.....	152
TABELA 10-4 – UNIDADES DE ACCROPODE II POR TIPO.....	153
TABELA 10-5 – MOLHE OESTE. VOLUME DE CONCRETO PARA MURO DEFLETOR.....	153
TABELA 10-6 – MOLHE LESTE. VOLUME DE CONCRETO PARA MURO DEFLETOR.....	153
TABELA 10-7 – VOLUMES DE RECALQUE PARA O MOLHE OESTE.....	154
TABELA 10-8 – VOLUMES DE RECALQUE PARA O MOLHE LESTE .....	155
TABELA 10-9 – VOLUMES TOTAIS DE CADA MOLHE AUMENTADOS DEVIDO AO AGULHAMENTO. ....	155
TABELA 13-1 – ESTIMATIVA DE TEMPO DE OBRA.....	172
TABELA 14-1 – ALUGUEL MENSAL.....	173
TABELA 14-2 – COMPOSIÇÃO DO ALUGUEL. ....	173
TABELA 14-3 – CUSTO TOTAL DE CANTEIRO. ....	174
TABELA 14-4 – CÁLCULO DO COMBUSTÍVEL .....	174
TABELA 14-5 – CUSTO DE OPERAÇÃO.....	174
TABELA 14-6 – CUSTO DE ALUGUEL DA FROTA. ....	175
TABELA 14-7 – CUSTO DE TRANSPORTE FERROVIÁRIO.....	175
TABELA 14-8 – VOLUMES E PREÇO DO MATERIAL PÉTREO SEM AGULHAMENTO. ....	175
TABELA 14-9 – ESTIMATIVA DE CUSTOS PARA BLOCOS DE CONCRETO SEM AGULHAMENTO .....	177
TABELA 14-10 – COMPRIMENTO E VOLUMETRIA DOS MOLHES. ....	177
TABELA 14-11 – CUSTO DO CONCRETO. ....	178
TABELA 14-12 – CUSTO TOTAL.....	178
TABELA 15-1 – DADOS BÁSICOS.....	179
TABELA 15-2 – <i>PAYBACK</i> DA OBRA. ....	179
TABELA 15-3 – DIMINUIÇÃO NOS VOLUMES DE DRAGAGEM.....	179
TABELA 15-4 – MENSÁRIO ESTATÍSTICO DO PORTO.....	180
TABELA 15-5 – <i>PAYBACK</i> DA OBRA. ....	181

## SUMÁRIO

1	Análise preliminar da viabilidade técnica.....	21
1.1	Jazidas .....	21
1.2	Canteiro de obras.....	21
1.3	Transporte.....	21
2	Dimensionamento .....	21
2.1	Escopo .....	21
2.2	Tipo de maciço.....	21
2.2.1	Solução em talude com blocos tipo ACCROPODE™ II ou CORE-LOC™ 22	
2.3	Geometria .....	23
2.4	Materiais utilizados.....	24
2.5	Volumetria .....	24
2.5.1	Considerações para o cálculo.....	24
2.5.2	Discussão dos resultados.....	26
3	Resultados de estudos recentes do CTH.....	27
3.1	Calibração do modelo computacional .....	27
3.2	Modelo Computacional.....	28
3.3	Condições de Contorno.....	32
3.4	Cenários Simulados .....	33
3.5	Avaliação dos Resultados do Modelo e Estimativa de Volume Anual de Sedimentação.....	37
3.6	Implantação dos Novos Gabaritos .....	39
3.7	Obras de Melhoramento.....	40
3.8	Principais Efeitos da Implantação das Estruturas .....	41

3.9	Estimativa de Volumes de Acúmulo Sedimentar com a Implantação das Estruturas .....	44
4	Escolha das jazidas .....	47
5	Canteiro de obras.....	49
5.1	Considerações gerais.....	49
5.2	Local do Canteiro Central.....	50
5.3	Esquematização Canteiro Central.....	52
5.4	Esquematização Canteiro de Apoio .....	57
6	Transporte.....	64
6.1	Terminal de transferência.....	64
6.2	Transporte de material da Pedreira Mongaguá .....	67
6.3	Transporte de material da Pedreira Intervalas .....	68
6.4	Transporte da brita .....	69
6.5	Considerações sobre o terminal na área da Emraport.....	69
6.6	Frota de Transporte.....	71
7	Maciço de Blocos Sobre Solos Moles .....	75
7.1	Métodos Construtivos.....	75
7.2	Recalque .....	77
7.2.1	Tipos de Recalque.....	77
7.2.2	Previsão de Recalque.....	77
8	Comprimento dos molhes e Largura navegável do canal .....	83
8.1.	Comprimento.....	83
8.1.1	Molhe Oeste .....	85
8.1.2	Molhe Leste .....	86
8.2	Largura Navegável do Canal.....	88
9	Seções transversais.....	90
9.1	Caracterização dos taludes.....	90

9.1.1	Determinação da onda de arrebentação .....	90
9.1.2	Talude externo.....	97
9.1.3	Difração .....	101
9.1.4	Talude interno.....	104
9.2	Caracterização das Camadas .....	105
9.2.1	Armadura de enrocamento .....	105
9.2.2	Armadura de Accropode II.....	107
9.2.3	Subcapa de enrocamento.....	108
9.2.4	Núcleo .....	110
9.3	Faixa de pesos.....	111
9.4	Muro defletor e cota de coroamento .....	113
9.4.1	Recomendações do Coastal Engineering Manual (CEM).....	113
9.4.2	Método de Vera Cruz.....	117
9.4.3	Cálculos utilizando equações de US Army (2003).....	124
9.4.4	Cálculos utilizando o método de Vera Cruz .....	126
9.4.5	Comparação entre os resultados.....	136
9.5	Largura de coroamento .....	139
9.6	Verificação da estabilidade do muro .....	139
9.6.1	Método utilizado.....	140
9.6.2	Demais esforços considerados.....	144
9.6.3	Verificação .....	144
10	Volumetria .....	146
10.1	Volume geométrico .....	147
10.2	Acréscimo do volume.....	154
10.2.1	Devido ao recalque .....	154
10.2.2	Devido ao agulhamento.....	155
11	Método construtivo .....	156

11.1	Molhe Leste .....	161
11.2	Molhe Oeste.....	161
11.1	Equipamentos .....	161
12	Marinas.....	165
13	Tempo estimado da obra.....	172
14	Custos de referência .....	173
14.1	Implantação canteiro de obras.....	173
14.2	Transporte.....	174
14.3	Material Pétreo.....	175
14.4	Blocos de concreto .....	177
14.5	Muros Defletores de Concreto .....	177
14.6	Custo Total da Obra.....	178
15	Tempo de Retorno da Obra.....	179
16	Legado da Obra.....	182

## INTRODUÇÃO

O Porto de Santos atualmente é responsável por 15% do transporte marítimo do Brasil, o que corresponde a mais de 110 milhões de toneladas de carga por ano, de acordo com a Autoridade Portuária, Companhia Docas do Estado de São Paulo (CODESP, 2017; PORTO DE SANTOS, 2017).

Sua capacidade é determinada principalmente pela profundidade do seu canal de acesso, o Canal da Barra, pois quanto maior a profundidade, maior o porte bruto dos navios que podem nele navegar.

A cota mínima natural do Canal da Barra ocorre na sua curva, sendo de -7,0 a -8,0 m (DHN<sup>1</sup>) e desde 1964 dragagens são feitas para se obterem profundidades maiores e mantê-las. O comprimento total dos canais de acesso externo e interno é de 24,6km, distância compreendida entre a isóbata de 15 metros onde se inicia a dragagem de aprofundamento e o limite do porto na região da Alamoia.

Atualmente grandes são os volumes de dragagem para a manutenção do canal de acesso do Porto de Santos, o que geram altos custos de manutenção.

Neste contexto, os molhes guias-correntes são soluções clássicas para esse problema. Tais obras guiam e confinam as correntes de maré da embocadura estuarina, de forma que as velocidades no interior do canal sejam maiores, aumentando a força de arrasto<sup>2</sup> que carrega os sedimentos do canal, levando-os para o alto-mar. Além disso, junto da zona de arrebentação, os molhes bloqueiam o transporte litorâneo formador da barra.

O Centro Tecnológico de Hidráulica possui recentes simulações em modelo físico que comprovam a eficiência da implantação dessas obras, estimando o potencial de redução dos volumes de sedimentação. Essa redução facilitaria a manutenção do aprofundamento do canal, o que possibilitaria o tráfego de navios

---

<sup>1</sup> Cota de acordo com o a Diretoria de Hidrografia e Navegação do Centro de Hidrografia da Marinha.

<sup>2</sup> A força de arrasto  $F$  exercida no canal pela água é proporcional ao quadrado da velocidade  $V$  da mesma, o que é expresso pela relação  $F = 0,5 * C_a * \rho * A * V^2$ .

maiores, como os da classe Post-Panamax<sup>3</sup>. Além disso, a menor interferência das dragas com a navegação, devido à diminuição da quantidade de volume a ser dragado, também é um fator que contribuiria para o aumento da capacidade do porto.

A implantação dos molhes também geraria bons resultados em relação à defesa do litoral, uma vez que, devido à presença dos mesmos, as alturas de onda no litoral compreendido entre a Ponta da Praia e a Praia do Embaré seriam reduzidas, e este abrigo parcial acarretaria a diminuição da intensidade dos processos erosivos nessa faixa. Porém, como é exposto nos resultados das simulações do CTH, descritos em Alfredini et al. (2017), para uma maior proteção, seriam necessários também quebra-mares paralelos à praia.

Desta forma, o objetivo deste trabalho é analisar a viabilidade técnica dos molhes e dimensioná-los de forma que sua implantação leve a uma diminuição do volume de dragagem do canal. A defesa do litoral é um fator importante, mas que nesse contexto configura-se como uma solução consequente, necessitando de estudos mais aprofundados.

O Trabalho de Formatura II, apresentado neste relatório, é uma continuação das análises iniciadas no primeiro semestre de 2017 e apresentadas no Trabalho de Formatura I, o qual teve como conteúdo:

- Exposição das condições do local em relação ao transporte de sedimentos, regime de ondas e quanto ao fato de que não há sondagens geotécnicas suficientes para a determinação das características resistentes do solo da área em que a construção é pretendida;
- Apresentações dos resultados dos estudos do CTH;
- Considerações sobre as jazidas da região, rotas de transporte e locais para o canteiro de obras;
- Pré-dimensionamento das seções transversais, com estimativa do volume total, considerando uma primeira estimativa do recalque e agulhamento.

---

<sup>3</sup> A Post-Panamax constitui uma classe de navios de dimensões superiores à da classe Panamax, ou seja, de navios grandes demais para caberem nas eclusas do Canal do Panamá inicial.

Assim, os resultados obtidos na continuação das análises são apresentados em quatro partes:

- Parte I – Capítulos 1 a 3: dedica-se ao resumo dos resultados obtidos no trabalho anterior, apresentando as considerações que foram feitas pela banca do mesmo; Apresenta também recentes resultados dos estudos do CTH.
- Parte II – Capítulos 4 a 6: refere-se à análise de viabilidade técnica, com características das jazidas, rotas de transporte propostas e escolha do canteiro de obras;
- Parte III – Capítulos 7 a 12: apresenta dados referentes ao dimensionamento das seções transversais e do muro defletor; estimativa do volume com considerações sobre recalque e agulhamento; é apresentado também o método construtivo adequado à solução;
- Parte IV – Capítulos 13 a 16 : considerações sobre a viabilidade econômica, com estimativa dos custos, estimativa do tempo de obra e análise dos resultados.

Por fim, há as conclusões sobre as análises feitas e a bibliografia utilizada. O detalhamento de cálculos e material de apoio para a elaboração do estudo encontram-se nos Anexos.

## **OBJETIVOS**

Após uma primeira análise, feita no Trabalho de Formatura 1 (TF1) e considerando todos os comentários feitos pela banca do mesmo, os objetivos desse Trabalho de Formatura 2, são:

- Quanto à viabilidade técnica, determinar a logística para o provisionamento de materiais; determinar uma rota de transporte viável para as condições atuais; determinar um local viável para o canteiro de obras.
- Quanto ao dimensionamento, mostrar qual seria a seção transversal mais ideal considerando uma solução clássica de maciço em talude, com as devidas considerações sobre o recalque, agulhamento e galgamento; estimar a volumetria com base nas dimensões obtidas.
- Expor um método construtivo compatível com a solução adotada no dimensionamento.
- Quanto à viabilidade econômica, analisar o volume total calculado, analisando qual seria o custo total e em quanto tempo esse custo seria amortizado pela diminuição das dragagens, principalmente.

## **PARTE I - RESULTADOS DO TRABALHO DE FORMATURA I E CONTEXTUALIZAÇÃO**

### **1 ANÁLISE PRELIMINAR DA VIABILIDADE TÉCNICA**

#### **1.1 JAZIDAS**

Na análise preliminar das jazidas ao redor do local da obra, encontramos 5 fornecedores que poderiam ser utilizados, sendo que apenas 2 fornecem as rochas de maior tonelagem necessárias ao molhe. As três restantes produzem apenas brita.

Foi feito o estudo do material das duas principais jazidas, Mongaguá e Intervales, de modo a verificar a conformidade do material para obra portuárias. Com o material fornecido pela pedreira Intervales, foi feito um estudo de conformidade positivo para a densidade e morfologia da rocha. Em relação à pedreira Mongaguá, o conhecimento de formação morfológica das rochas e conformidade para com outras obras portuárias permitiu credenciá-la para o emprego em nosso projeto.

Em relação ao uso da brita, com os volumes finais de concreto conhecidos, foi efetuada a decisão de qual das pedreiras utilizar, considerando os preços de cada uma com acréscimo do valor do transporte.

#### **1.2 CANTEIRO DE OBRAS**

O canteiro de obras definido na primeira parte do estudo foi o terreno adjacente à Embraport. Essa área foi escolhida devido à localização estratégica em relação aos modais aquaviário, ferroviário e rodoviário, sendo uma área compatível para a implantação de um canteiro central de uma obra de grande envergadura, bem como quanto ao seu uso ou ocupação atual. Entretanto, esta área teve que ser abandonada pelo fato de que a Embraport irá utilizá-la a curto prazo para a expansão de seu terminal (Kalil Skaf, 2017, comunicação pessoal).

#### **1.3 TRANSPORTE**

Em relação ao transporte, definido o local de canteiro na área da Embraport, haviam sido criadas as rotas para os materiais de cada uma das duas pedreiras. Como a área foi descartada, este estudo teve que ser refeito.

### **2 DIMENSIONAMENTO**

#### **2.1 ESCOPO**

São previstos dois molhes para o Canal da Barra, denominados de Molhe Oeste e Molhe Leste. Um com raiz entre o Canal 4 e o Canal 5 de Santos, outro com raiz da Praia do Góes, próximo à Ponta dos Limões. O detalhamento dessas informações está no capítulo .

#### **2.2 TIPO DE MACIÇO**

Foram consideradas, preliminarmente no Trabalho de Formatura I, quatro alternativas para fins de identificação da melhor solução estrutural e orçamentação dos guias-correntes:

- Alternativa 1: solução em berma de enrocamento;
- Alternativa 2: solução em caixão de concreto;
- Alternativa 3: solução convencional em talude de enrocamento em rochas e cubos de concreto pré-moldados;
- Alternativa 4: solução convencional com blocos de concreto pré-moldados tipo ACCROPODE™ II, ou CORE-LOC™.

O tipo de maciço escolhido foi o referente à alternativa 4, após a análise das vantagens e desvantagens de cada solução.

#### **2.2.1 Solução em talude com blocos tipo ACCROPODE™ II ou CORE-LOC™**

##### **Vantagens**

- Menor quantidade de rocha em relação às alternativas 1 e 3, facilitando a logística da obra e diminuindo de forma significativa o número de viagens e prazos de execução;
- Maior confiabilidade de prazo de execução, visto que toda a armadura externa será produzida no canteiro.

### **Desvantagens**

- Exige maior precisão na execução da subcapa e colocação dos blocos pré-moldados.

### **2.3 GEOMETRIA**

A onda de projeto adotada é a onda com período de retorno de 50 anos, determinada através de observações do regime de ondas na Baía de Santos e extrapolação dos resultados com métodos estatísticos. Sua altura é igual a 7 metros e seu período é igual a 10 segundos. O método usado para a determinação está detalhado no Trabalho de Formatura I.

Inicialmente foi considerada a largura navegável de 400m para viabilizar um canal de mão dupla. Entretanto, foi verificado que essa largura não é possível em toda a extensão do canal, o que será explicado no capítulo 8.2.

O comprimento de cada molhe e os detalhamentos das seções não se diferenciam muito do Trabalho de Formatura I, assim estes estão expostos na parte II deste relatório. A maior diferença está na maior quantidade de seções adotadas.

Havia sido determinado o uso de um muro defletor, para diminuir as cotas de coroamento das seções e assim diminuir o volume de enrocamento consumido. Tal muro é apresentado e dimensionado no item 9.4.

## 2.4 MATERIAIS UTILIZADOS

- Enrocamento – sendo este o material mais utilizado na estrutura de molhes e quebra-mares, está presente em parte da estrutura estudada.
- Blocos artificiais de concreto – devido às grandes profundidades atingidas pela estrutura dimensionada.

Foi definido no Trabalho de Formatura I o uso do bloco artificial de concreto do tipo ACCROPODE II™.

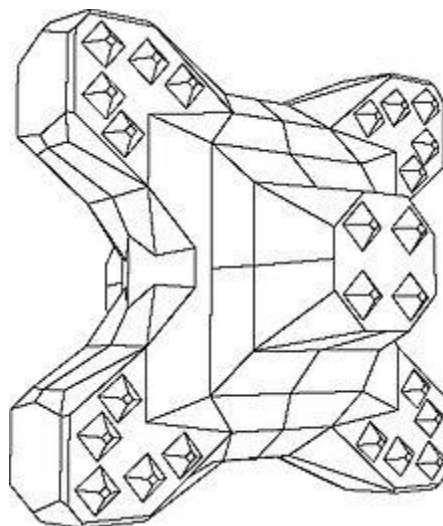


Figura 2-1 – Unidade Accropode II™

## 2.5 VOLUMETRIA

### 2.5.1 Considerações para o cálculo

O peso específico da rocha da jazida Intervalles utilizado no cálculo foi 2,65tf/m<sup>3</sup>.

A carta náutica da marinha foi importada no *software Autocad* e dessa forma, com a aplicação de um fator de escala, foi possível estimar as distâncias entre as isóbatas, obtendo assim o comprimento dos trechos entre as seções transversais previamente definidas. Com as dimensões citadas em 2.2 , a área de cada seção foi calculada.

Dessa forma, o volume geométrico foi calculado, sendo em seguida acrescido da estimativa de aumento por agulhamento e recalque. Foi considerado um agulhamento<sup>4</sup> de 10% (camadas de enrocamento e blocos de concreto) e recalque de 15% (núcleo e bermas).

---

<sup>4</sup> O agulhamento é o fato de que a acomodação dos blocos faz com que o perímetro envoltório do maciço, estimado com base na densidade aparente (normalmente 1,6tf/m<sup>3</sup>), seja maior do que o realmente formado, porque com o empilhamento do maciço as arestas (agulhas, ou cantos vivos) penetrem mais pelos vazios, encaixando-se.

As faixas de enrocamento foram divididas de acordo com os valores para cada seção ao se utilizar entre P/10 e P/15 para a subcapa e entre P/200 e P/6000 (ALFREDINI; ARASAKI, 2014), sendo P o peso do bloco da armadura.

Assim, as faixas obtidas foram agrupadas da melhor forma possível.

Na Tabela 2-1 e na Tabela 2-2 esses valores podem ser observados:

Tabela 2-1 – Volumes calculados para seções do Molhe Oeste

<b>Molhe Oeste</b>				
<b>Comprimento (m): 5.591,88m</b>			<b>Agulhamento (x1,1)</b>	<b>Recalque (x1,15)</b>
	<b>Faixas (tf)</b>	<b>Volume (m³)</b>	<b>Volume (m³)</b>	<b>Volume (m³)</b>
Accropode II; (Cabeço)	24	9.923,00	10.915,30	
Accropode II; (Seções C e D)	19,2	416.339,40	457.973,34	
Armadura enrocamento (Externo e interno de A)	3	7.297,39	8.027,13	
Armadura enrocamento (internos de B, C e D)	9,24	716.681,90	788.350,10	
Armadura enrocamento (externo de B)	10,8	15.376,81	16.914,50	
Subcapa E; C e D externos	1,28 a 2,4	366.210,67	402.831,74	
Subcapa A e B; C e D taludes internos	0,2 a 1,08	471.898,62	519.088,48	
Núcleos A, B, C, D e E	0,0005 a 0,12	3.037.757,11	3.341.532,82	3.842.762,75
Bermas		167.756,54	184.532,20	212.212,03
<b>TOTAL enrocamento (m³)</b>	<b>4.782.979,06</b>			
<b>TOTAL concreto (m³)</b>	<b>426.262,40</b>			
			<b>aumento relativo</b>	
<b>TOTAL enrocamento -com agulhamento e recalque (m³)</b>	<b>5.790.186,72</b>		<b>21%</b>	
<b>TOTAL concreto - com agulhamento (m³)</b>	<b>468.888,64</b>		<b>10%</b>	

Tabela 2-2 - Volumes calculados para seções do molhe Leste

Molhe Leste				
Comprimento (m) :3.849,06			Agulhamento (x1,1)	Recalque (x1,15)
	Faixas (tf)	Volume (m³)	Volume (m³)	Volume (m³)
Accropode II; (Cabeço)	24	9.923,00	10.915,30	
Accropode II; (Seções C e D)	19,2	300.007,64	330.008,41	
Armadura enrocamento (Seção A)	0,01	164,35	180,78	
Armadura enrocamento (interno e externo de B)	0,5	12.926,16	14.218,78	
Armadura enrocamento (internos de C e D)	9,24	507.085,44	557.793,99	
Subcapas C, D e E taludes externos	1,28 a 2,4	275.233,87	302.757,26	
Subcapas C e D taludes internos	0,62 a 0,92	334.553,69	368.009,06	
Subcapas A e B	0,0008 a 0,05	4.513,58	4.964,94	
Núcleos A e B	0,0000019 a 0,0025	10.660,48	11.726,53	13.485,51
Núcleos C, D e E	0,005 a 0,12	2.278.802,96	2.506.683,26	2.882.685,75
Bermas		115.471,73	127.018,90	146.071,74
TOTAL enrocamento (m³)	3.539.412,26			
TOTAL concreto (m³)	309.930,64			
			aumento relativo	
TOTAL enrocamento -com agulhamento e recalque (m³)	4.290.167,79		21%	
TOTAL concreto - com agulhamento (m³)	340.923,71		10%	

## 2.5.2 Discussão dos resultados

Tabela 2-3 – Volumes totais para Molhes Oeste e Leste

Molhes Oeste e Leste		
comprimento total (m)	9.440,94	<b>Aumento relativo</b>
Volume total de enrocamento (m <sup>3</sup> )	10.080.354,50	17%
Volume total de concreto (m <sup>3</sup> )	809.812,35	10%
Volume de enrocamento por metro (m <sup>3</sup> /m)	1.067,73	
Volume de concreto por metro (m <sup>3</sup> /m)	85,78	

Um dos erros cometidos foi considerar toda a extensão da seção como tendo a maior profundidade. Por exemplo, a seção D do Molhe Oeste começa na isóbata - 6,0m e termina na isóbata -14,0m. Para o cálculo do volume, foi considerado que aproximadamente 4,25km estavam na cota -14,0m, resultando em um volume bem maior do que o real.

Para a correção desse equívoco, como será mostrado, as seções foram determinadas novamente e para o cálculo do volume, considerou-se a profundidade média entre duas seções consecutivas.

### 3 RESULTADOS DE ESTUDOS RECENTES DO CTH

Os estudos realizados pelo Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH) tiveram como objetivo avaliar as alterações nos volumes de sedimentação médios do Canal de Acesso ao Porto de Santos, a partir da implantação de novos gabaritos de dragagem nas cotas - 15,0 m, - 16,0 m e - 17,0 m (CHM).

Paralelamente, estimou-se o potencial de redução dos volumes de sedimentação considerando a implantação de obras de melhoramento para o Canal.

#### 3.1 CALIBRAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

O modelo computacional hidrodinâmico foi calibrado a partir de dados de campo, medidos nos ADCPs<sup>5</sup> – localizados nas proximidades da Ilha das Palmas, próximo à Praticagem de Santos e nas imediações da Capitania dos Portos de Santos –, e de resultados dos modelos globais NCEP/CFSR e WaveWatch III, modelos climático e de ondas, respectivamente.

<sup>5</sup> ADCP é um equipamento acústico de medição de vazão que utiliza o efeito Doppler transmitindo pulsos sonoros de frequência fixa e escutando o eco que retorna das partículas em suspensão. Estes materiais, na média, movem-se com a mesma velocidade da massa da água em que se encontram.

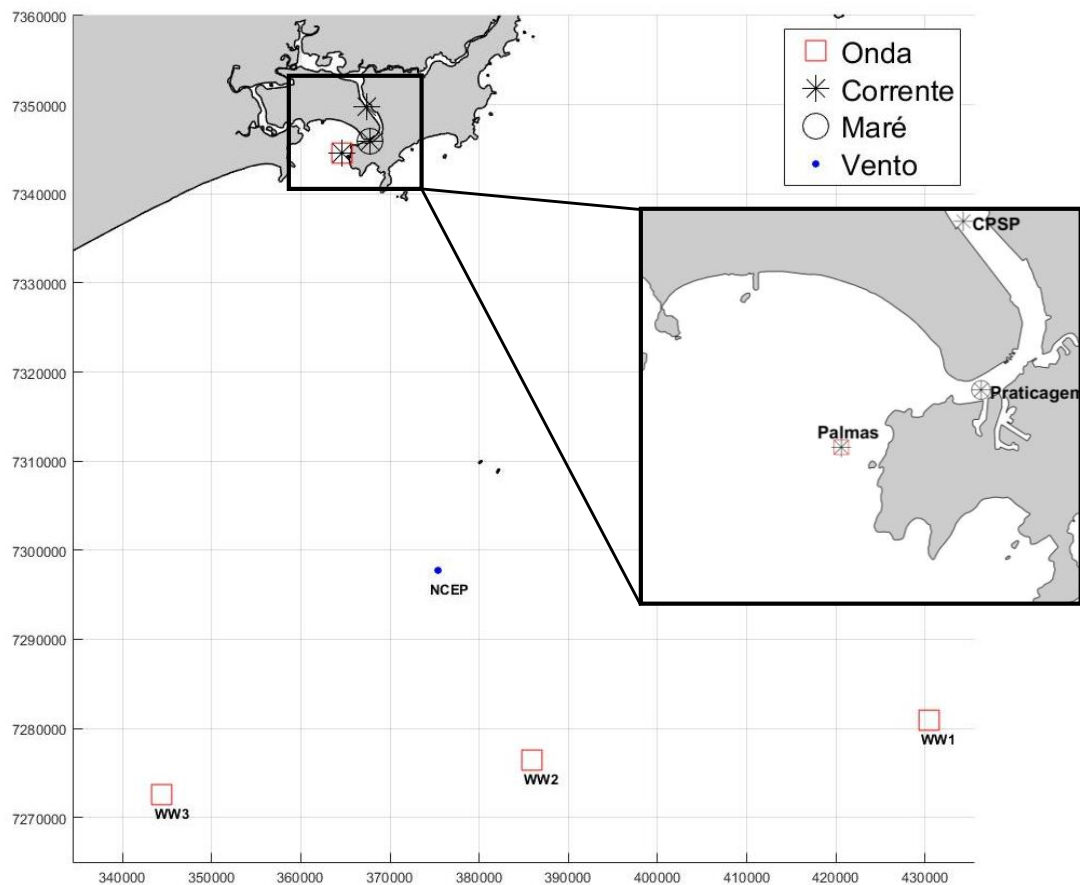


Figura 3-1 – Localização dos ADCP's utilizados e dos pontos onde foram extraídos os resultados dos modelos globais.

A batimetria atual foi modelada a partir de dados dos levantamentos executados no canal durante o mês de março de 2016 e as áreas não hidrografadas da Baía e adjacências foram reproduzidas por meio da utilização de Cartas Náuticas da Marinha do Brasil e de dados pretéritos disponíveis no acervo da FCTH.

O regime de vazão dos rios presentes na região, além da textura e características granulométricas dos sedimentos de fundo, foi extraído dos relatórios EIA/RIMA da Dragagem do Canal de Navegação e da Bacia de Evolução do Porto Organizado de Santos e do Plano Ambiental Básico da Dragagem de Aprofundamento do Porto de Santos.

O modelo foi calibrado para o período entre janeiro e fevereiro de 2015, período que caracteriza a época mais crítica do ano para o acúmulo de sedimentos no Estuário do Canal, pois situa-se durante o verão, quando ocorre o máximo de precipitação na região e a energia das ondas incidentes diminui.

### 3.2 MODELO COMPUTACIONAL

O software utilizado para o estudo foi o Delft3D® (DELTARES, 2017), concebido para a modelação numérica dos processos hidrodinâmicos e sedimentares de regiões costeiras. A modelagem nesse software é feita a partir da utilização de dois módulos: WAVE e FLOW, responsáveis pela reprodução das ondas e correntes, respectivamente.

As grades utilizadas devem ser concebidas de modo que a área de interesse tenha uma resolução espacial adequada para que os processos hidrodinâmicos atuantes sejam reproduzidos satisfatoriamente. Foram utilizadas duas grades distintas no estudo: uma para a propagação de ondas e uma para a simulação dos processos hidrossedimentológicos.

A grade do módulo de ondas (Figura 3-2) apresenta grande dimensão devido ao processo de propagação de ondas de oceano profundo (resultados do modelo WWIII) até a região costeira de interesse. Já a grade utilizada para a reprodução da Baía de Santos (Figura 3-3) apresenta menores dimensões para que seja possível a utilização de uma grande resolução espacial em todo o Canal do Porto, sem um grande aumento na duração das simulações, visto que a demanda computacional e o tempo das simulações crescem proporcionalmente à resolução espacial das grades. Na área do Canal a resolução espacial é de aproximadamente 20 metros.

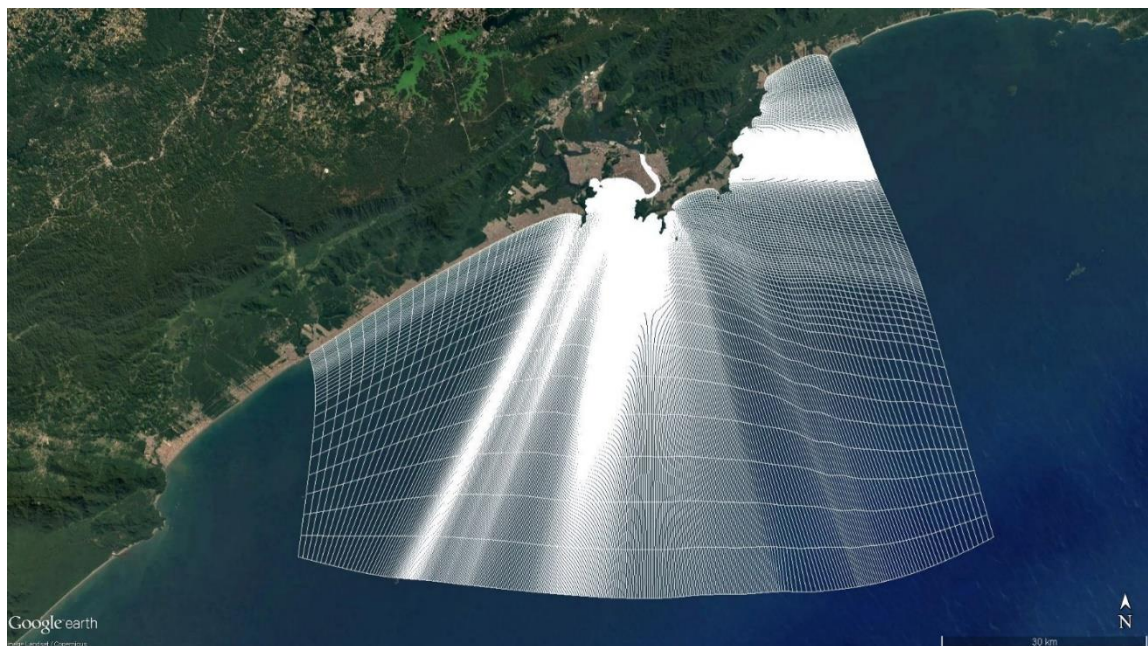


Figura 3-2 – Grade Computacional para propagação de ondas – Visão Geral

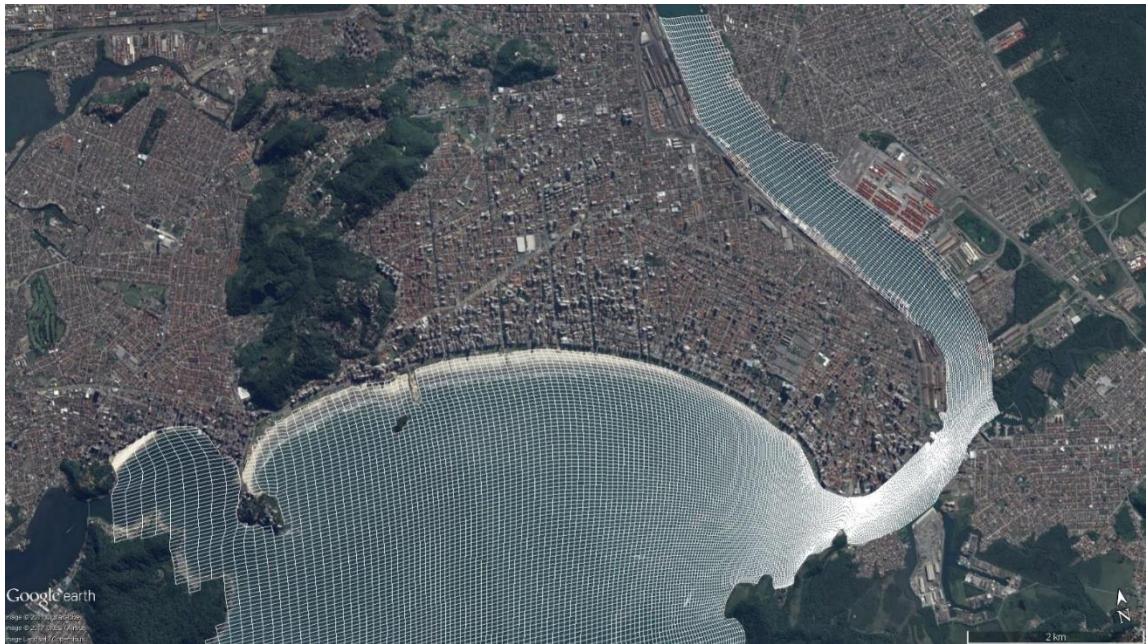


Figura 3-3 – Grade Computacional para propagação de ondas – Área de interesse



Figura 3-4 – Grade Computacional para os processos hidrossedimentológicos – Visão Geral

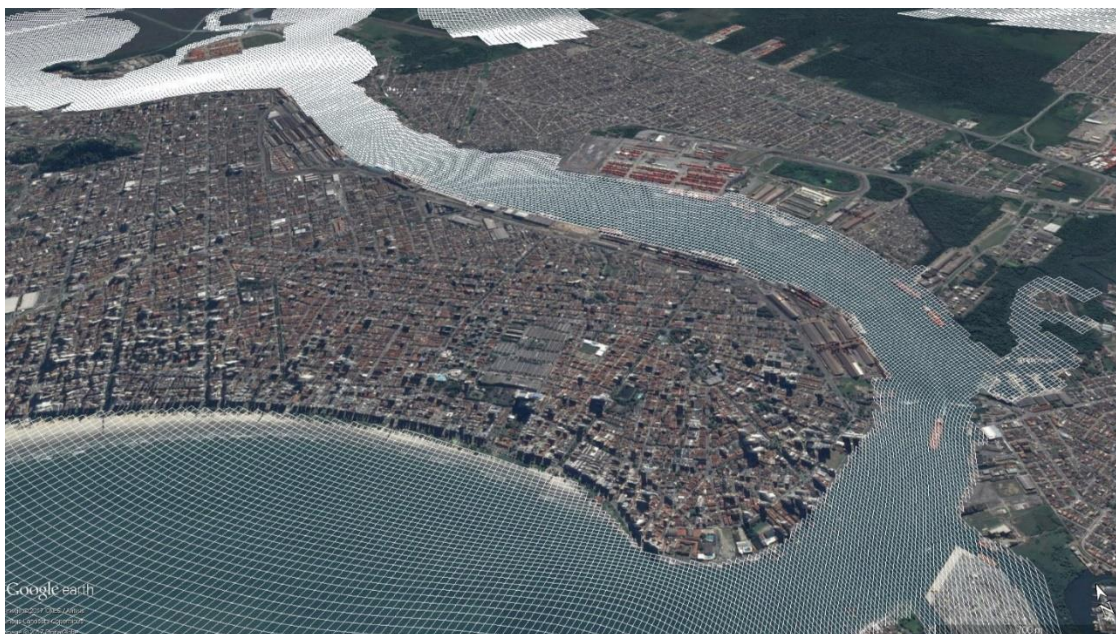


Figura 3-5 – Grade Computacional para os processos hidrossedimentológicos – Área de interesse

### 3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

A partir da análise dos dados de campo e da literatura disponível sobre a região do Porto de Santos, foram determinados os principais processos físicos responsáveis pelo padrão sedimentar em vigor: nos canais do sistema estuarino os processos mais dominantes são a oscilação da maré astronômica e a descarga dos rios; na área da Baía de Santos, além da maré, a ação das ondas assume um papel dominante no que tange às questões relativas ao transporte sedimentar. A região ainda é afetada pela passagem de eventos meteorológicos extremos que, apesar de duração limitada, exercem uma influência forte nas ondas, correntes e regime de maré. O efeito do evento extremo do final de abril de 2016 pode ser observado na comparação entre a previsão de maré e os dados de campo, indicada nas Figura 3-6 e

Figura 3-7 a seguir.

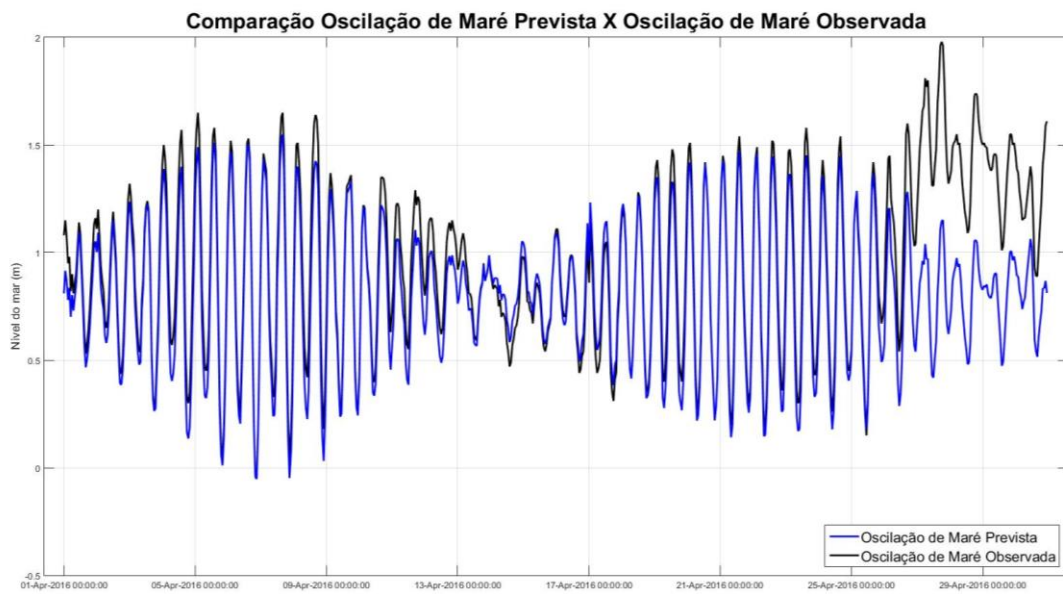


Figura 3-6 – Maré Prevista X Maré observada

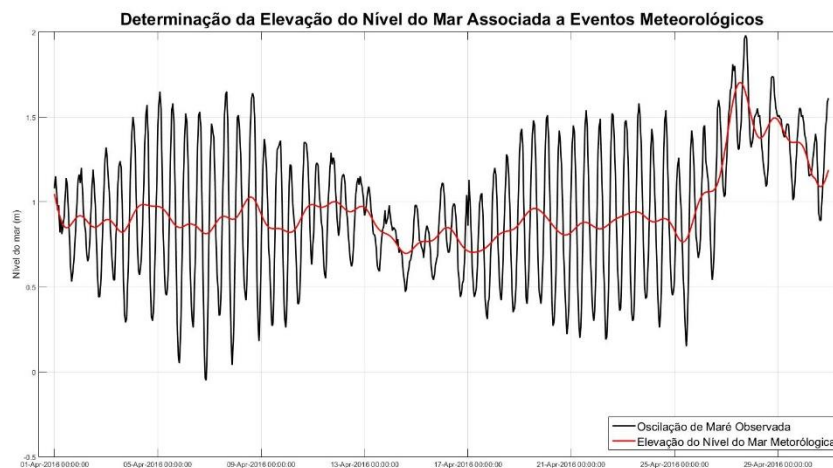


Figura 3-7 – Oscilação da Maré e Elevação do Nível Médio devido a eventos meteorológicos

### 3.4 CENÁRIOS SIMULADOS

A região do Estuário e Baía de Santos é caracterizada por dois períodos hidrológicos distintos: seco e chuvoso. Este último, compreendido entre outubro e março, corresponde ao verão e representa a maior parte da contribuição sedimentar fluvial aos espaços náuticos do Porto de Santos, pois o aporte de sedimentos de origem fluvial apresenta relação direta com a precipitação. O período seco, compreendido entre abril e setembro, corresponde ao inverno e é quando ocorre a geração de frentes frias na região oceânica, que provocam ressacas, e a incidência de ondas mais intensas na região da Baía, sendo o principal condicionante para o transporte de sedimentos no Trecho 1 do Canal de Acesso ao Porto de Santos (Barra).

Sendo assim, foram simulados dois cenários distintos para representar os dois períodos característicos da região: verão e inverno. Foram realizadas simulações mensais e, para cada comparação, escolhidos os meses que melhor caracterizou cada um dos períodos.

Foram feitas as seguintes comparações: variação da altura significativa das ondas e do nível da maré, expostos (Figura 3-8 e Figura 3-9); histogramas direcionais de ondas para os períodos simulados e para condições médias de inverno e verão, indicados (Figura 3-10 e Figura 3-11).

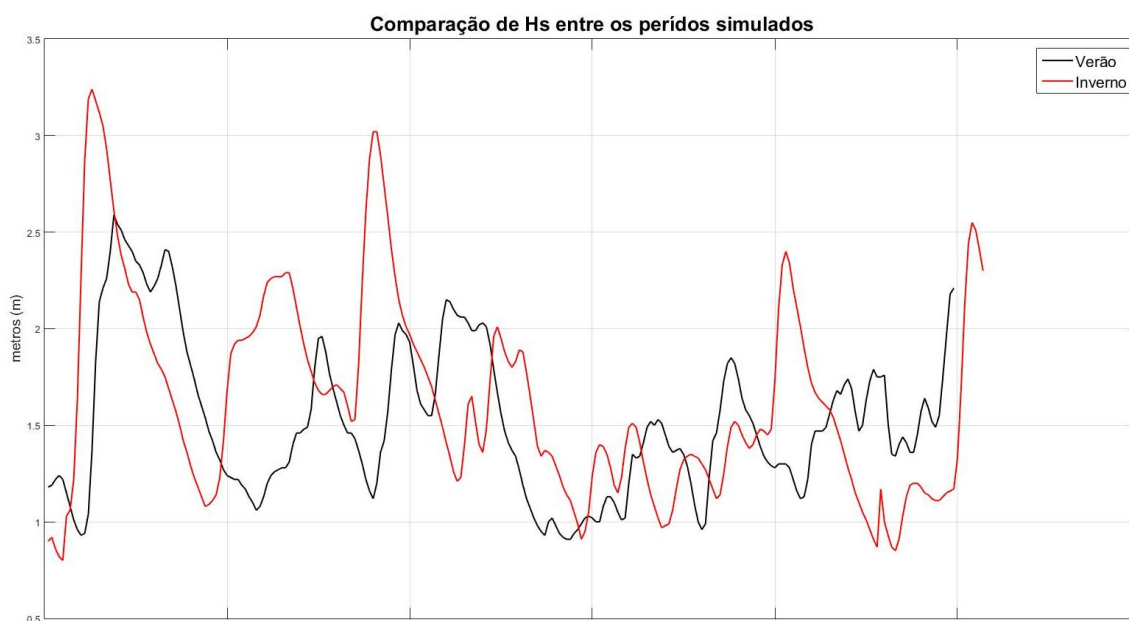


Figura 3-8 – Comparação dos valores de Hs entre os períodos de Verão e Inverno

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

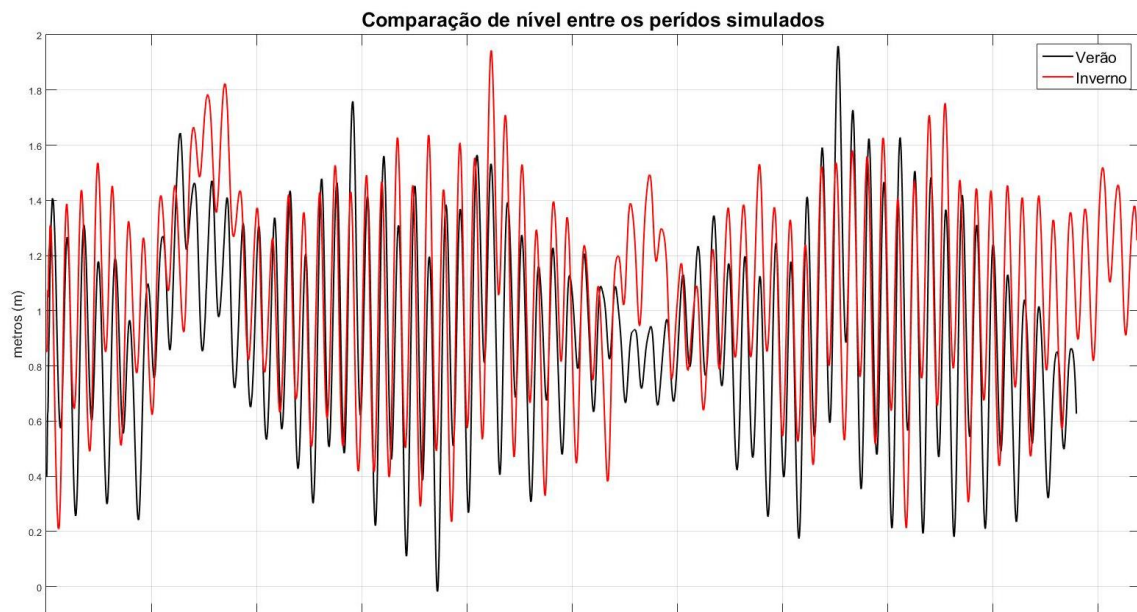


Figura 3-9 – Comparação da variação de nível no ponto Praticagem entre os períodos de Verão e Inverno

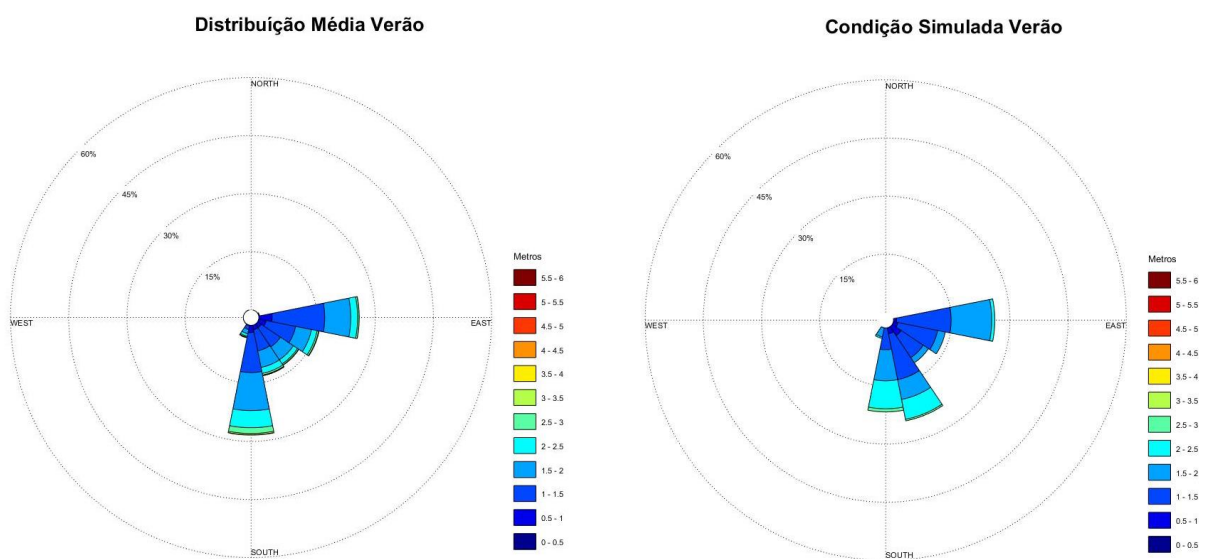


Figura 3-10 – Comparação entre o histograma direcional de ondas médias de verão e o histograma do período simulado “Verão”

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

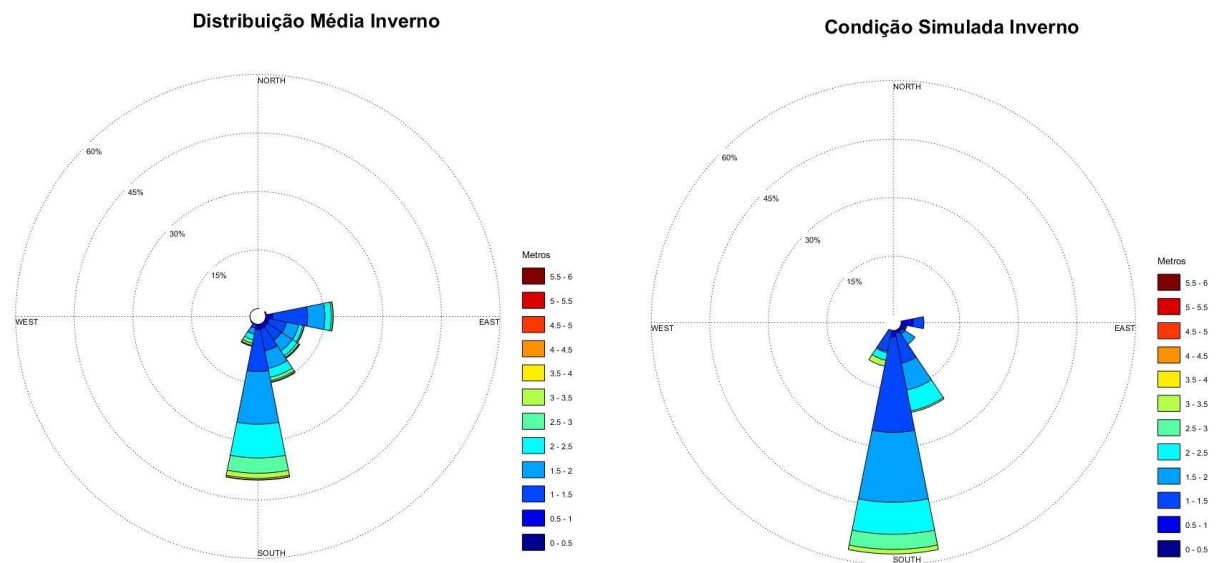


Figura 3-11 – Comparação entre o histograma direcional de ondas médias de inverno e o histograma do período simulado “Inverno”

As condições de inverno e verão foram simuladas para cada um dos cenários de gabarito do canal, considerando a situação com e sem obra de proteção.

### 3.5 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DO MODELO E ESTIMATIVA DE VOLUME ANUAL DE SEDIMENTAÇÃO

O Canal de Acesso ao Porto de Santos é dividido em quatro trechos, cujas áreas delimitadas em cada um deles foram utilizadas para os cálculos de sedimentação no canal. Os trechos 1, 2, 3 e 4 estão ilustrados na Figura 3-12.



Figura 3-12 – Trechos - Canal de Acesso ao Porto de Santos

Os diferentes volumes de acúmulo de sedimentos para cada um dos trechos, considerando os cenários mensais de verão e inverno, podem ser vistos na Figura 3-13.

Os volumes médios anuais, para cada área, sua distribuição percentual e uma estimativa global do total depositado no canal, levando em conta dois semestres, um com características de verão e outro de inverno, são mostrados na Figura 3-14.

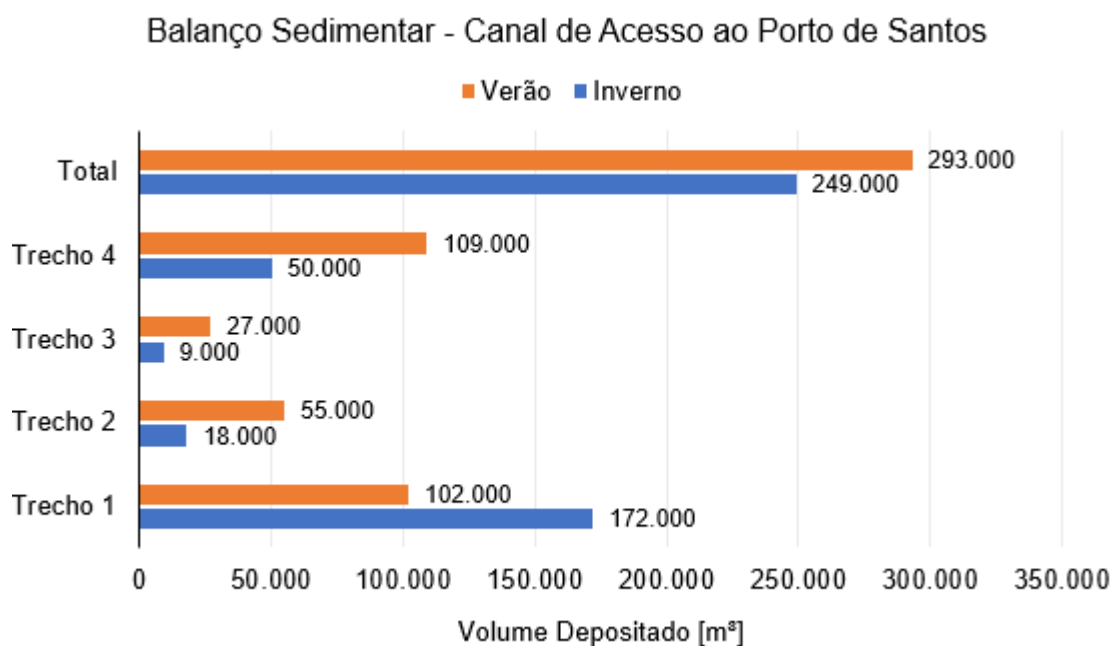


Figura 3-13 – Balanco Sedimentar nos Trechos do Canal de Acesso ao Porto de Santos - Cenários mensais de verão e inverno

**Distribuição da Deposição Sedimentar Anual nos Trechos do Canal de Acesso ao Porto de Santos - Situação Atual [m³]**

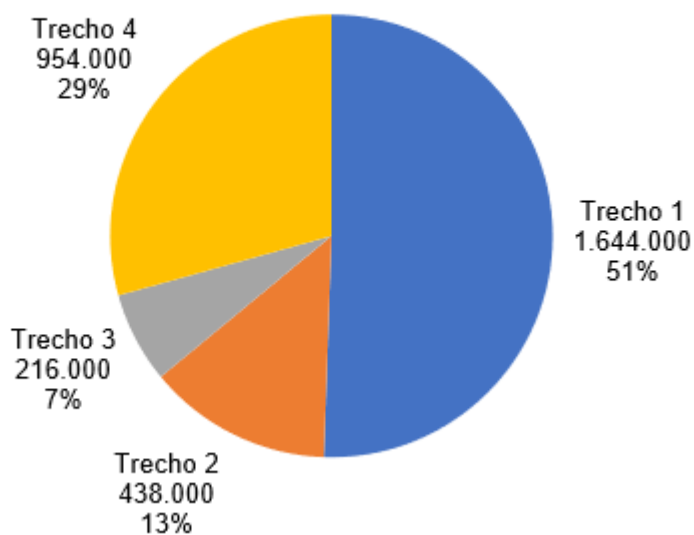


Figura 3-14 – Distribuição dos volumes de depósito sedimentar e estimativa de volumes médios anuais - Situação Atual

Estima-se que, para a situação atual, haja um acúmulo médio anual de aproximadamente 3.250.000 m<sup>3</sup> no Canal de Acesso ao Porto de Santos. Desse volume depositado, cerca de 51% acumula-se no trecho 1, prevalentemente no período de inverno, quando a ação das ondas é mais efetiva no transporte sedimentar. No período de verão o acúmulo ocorre predominantemente na região interna no Canal – principalmente no trecho 4 –, onde ocorre o aporte sedimentar proveniente dos rios que desembocam no Estuário de Santos. Os trechos 2 e 3 são as áreas com menor deposição de sedimentos, pois são regiões do canal em que o escoamento é mais confinado e, portanto, apresenta velocidades mais elevadas, elevando a capacidade de transporte de sedimentos.

A relação entre volume dragado na cisterna e *in situ*, segundo Alfredini (2004), é de aproximadamente 1,33. Deste modo, de acordo com os resultados das simulações, estima-se que o volume anual médio de dragagem para a manutenção da situação atual do Canal de Acesso ao Porto de Santos seja cerca de 4.325.000 m<sup>3</sup>.

### 3.6 IMPLANTAÇÃO DOS NOVOS GABARITOS

Em se tratando de dragagem, quanto maior o aprofundamento do canal, mais ele se afasta da sua profundidade de equilíbrio natural e, portanto, maiores serão as taxas de sedimentação, visto que o ambiente tende a buscar a situação de equilíbrio. Sendo assim, quanto maior a profundidade do gabarito, maior a necessidade de intervenções de dragagem para manutenção da mesma.

Foram realizadas simulações para o Canal de Acesso ao Porto de Santos, considerando os mesmos cenários utilizados para a situação atual – verão e inverno –, mas considerando gabaritos de dragagem nas cotas - 15,0 m, - 16,0 m e - 17,0 m (CHM) em toda a sua extensão.

Os volumes totais de sedimentação *in situ* no trecho 1, para os gabaritos avaliados, e a estimativa de volumes de dragagem em cisterna estão resumidos na TABELA.

Tabela 3-1 – Estimativa Anual de Volumes - Batimetria atual e gabaritos nas cotas - 15,0 m, - 16 m e - 17 m (CHM)

Estimativa Anual (m <sup>3</sup> ) – trecho 1			
Gabarito	Volume <i>in situ</i>	Volume na Cisterna	Aumento
Atual	1.644.000	2.191.000	-
15	2.088.000	2.783.000	27%
16	3.186.000	4.247.000	94%
17	3.942.000	5.255.000	140%

### 3.7 OBRAS DE MELHORAMENTO

Foi definido um arranjo de guias-correntes para verificação do potencial de redução dos volumes acumulados no Canal de Acesso ao Porto de Santos, tanto na região da Baía de Santos (molhes), como no interior do estuário (diques).

Será citado apenas o resultado devido à implantação dos molhes na região da Baía de Santos, visto que os diques não constituem o foco de estudo deste trabalho.

O layout dos molhes foi baseado na recomendação de estudo realizado pelo INPH (REIS, 1978), visando a manutenção da cota - 14,8 m (CHM), e estão ilustrados na Figura 3-15.

É importante destacar que as estruturas adotadas neste estudo foram apenas uma referência para avaliação do potencial de redução dos volumes de dragagem a partir de obras de melhoramento. Portanto, não foram realizados estudos de alternativas e otimização do layout adotado.

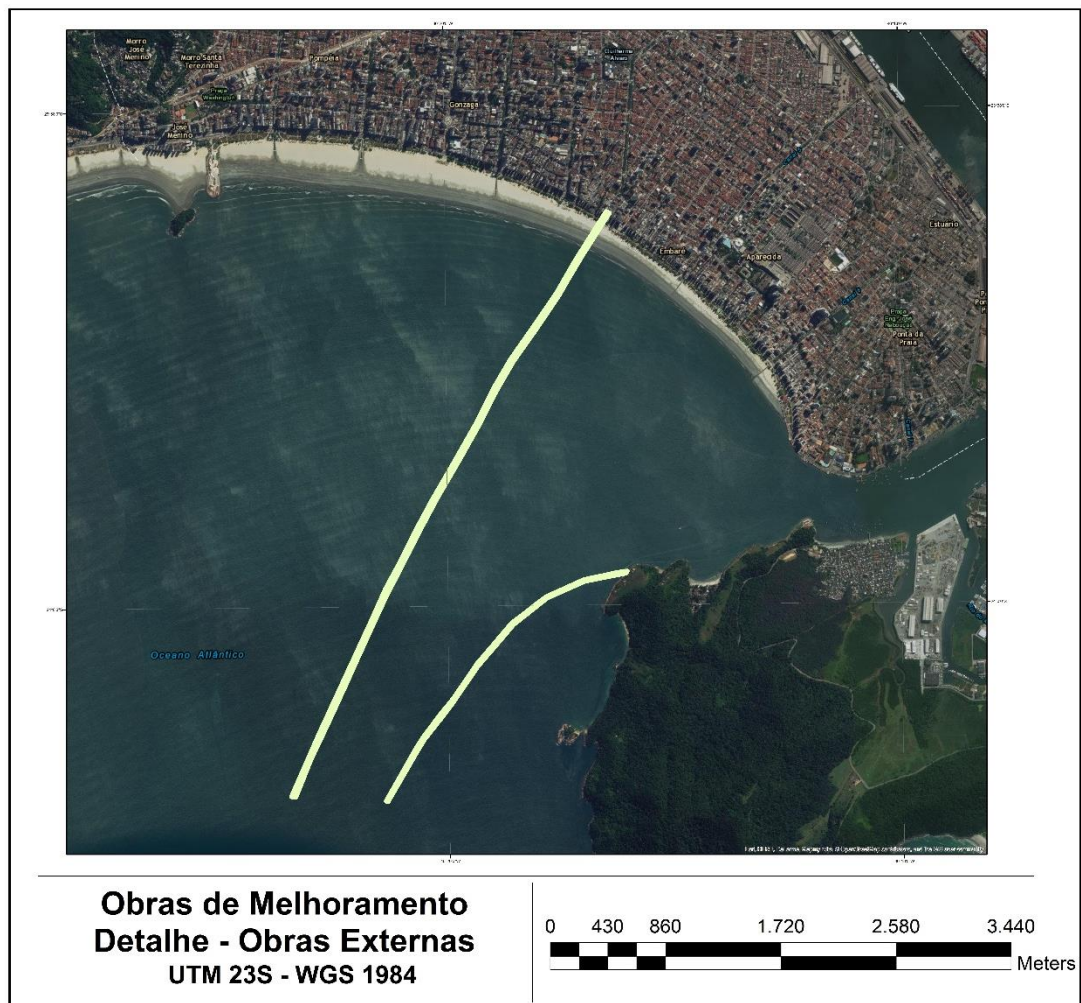


Figura 3-15 – Obras de melhoramento - Estruturas implantadas na baía

### 3.8 PRINCIPAIS EFEITOS DA IMPLANTAÇÃO DAS ESTRUTURAS

Da Figura 3-16 à Figura 3-18, apresenta-se a comparação entre a situação atual e o cenário com implantação das obras de melhoramento em relação à incidência de ondas, campos de corrente e padrões de erosão e deposição de sedimentos.

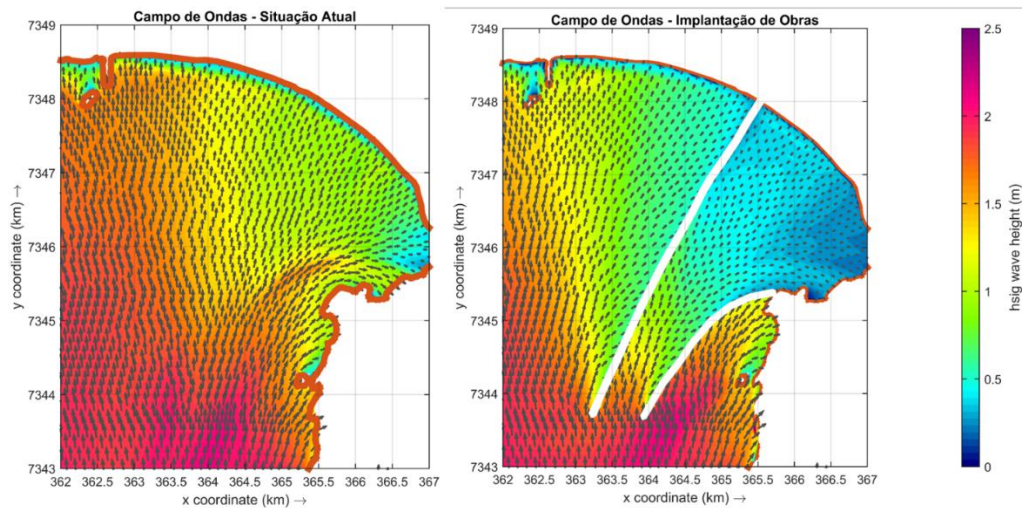


Figura 3-16 – Campo de Ondas - Situação atual *versus* situação com obra

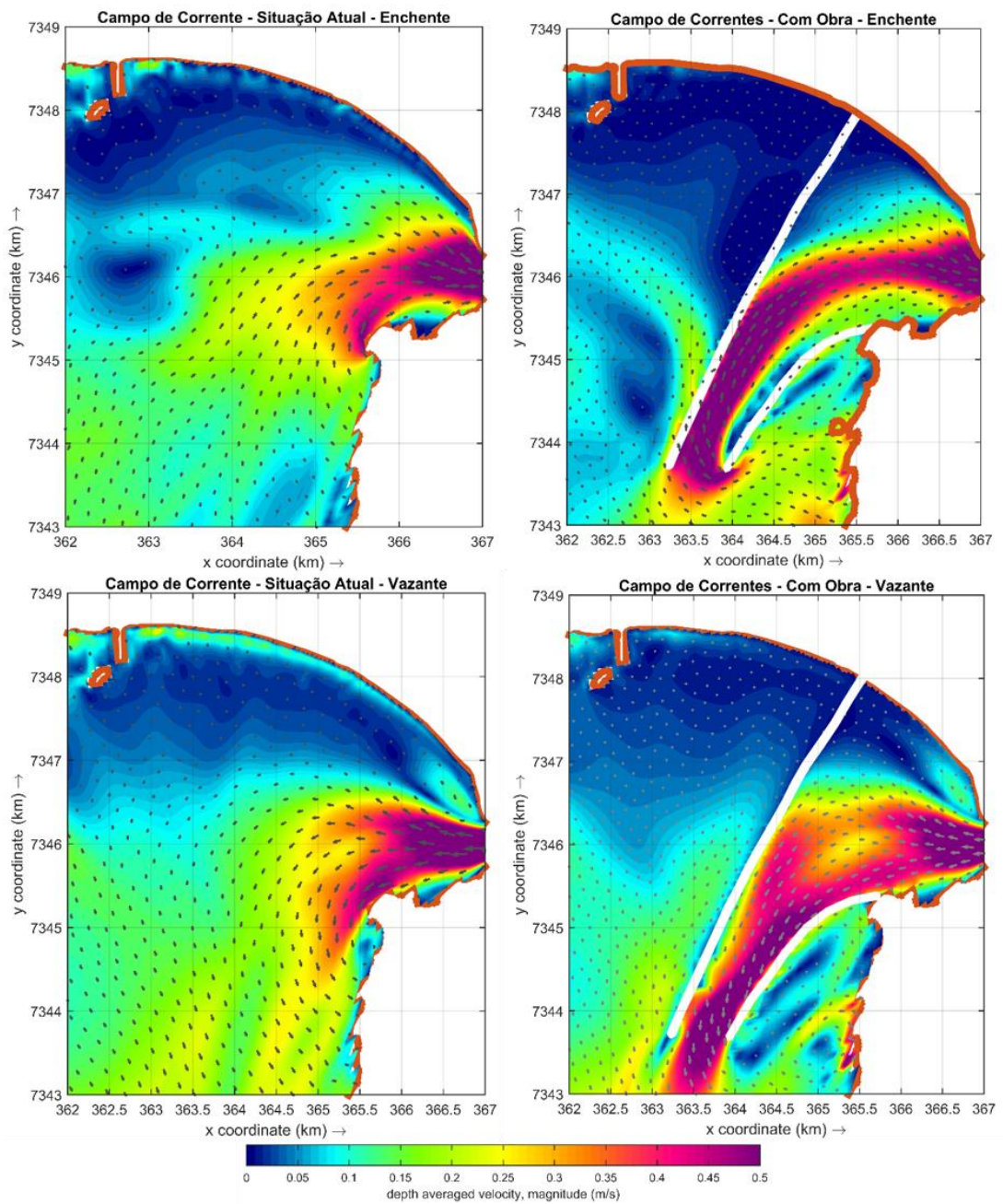


Figura 3-17 – Campo de Correntes - Situação Atual X Com obra – Região externa

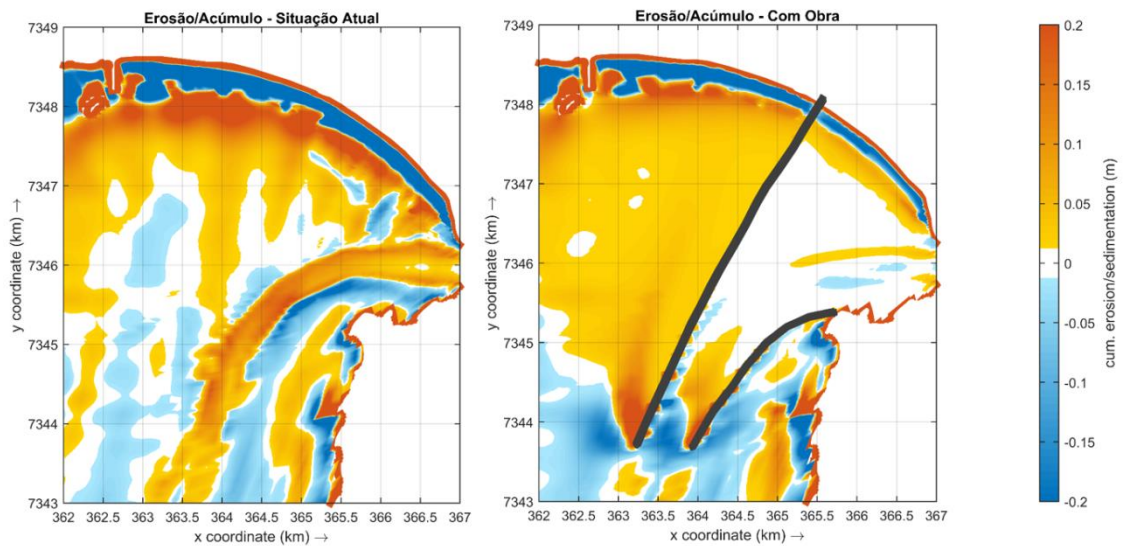


Figura 3-18 – Erosão/Acúmulo - Situação Atual X Com obra - Região Externa

Os resultados indicam que a implantação dos molhes guias-correntes na Baía de Santos reduz a intensidade das ondas no trecho 1 do Canal de Acesso, abrigando-o do transporte litorâneo e provocando aceleração das correntes nesta região. Estes efeitos, em conjunto, provocam uma redução significativa do depósito de sedimentos no trecho 1, principalmente no trecho curvilíneo.

Como efeito positivo adicional, a implantação desta estrutura reduz a intensidade das ondas na região da Ponta da Praia, de modo que pode ser futuramente avaliada como uma solução integrada de defesa do litoral.

### 3.9 ESTIMATIVA DE VOLUMES DE ACÚMULO SEDIMENTAR COM A IMPLANTAÇÃO DAS ESTRUTURAS

A comparação entre as estimativas de volume de aporte para a batimetria atual, considerando as situações com e sem obra, para cada trecho do Canal de Acesso ao Porto de Santos, pode ser vista na Figura 3-19.

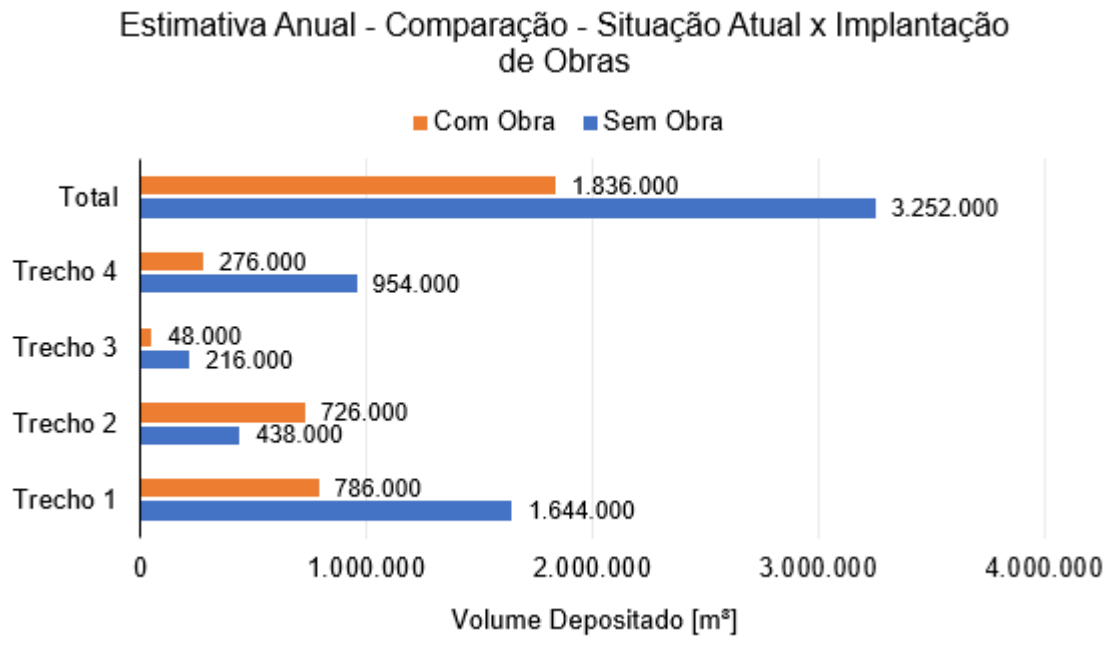


Figura 3-19 – Estimativa Anual - Comparação - Situação Atual X Implantação de Obra - Divisão por Trechos

Considerando a batimetria atual, a introdução das obras de melhoramento pode provocar uma redução de aproximadamente 45% no volume global de dragagem estimado para o Canal de Acesso, e de cerca de 52% na região de interesse do nosso trabalho – trecho 1. No trecho 2 ocorre um aumento de deposição, pois parte do material depositado nos trechos 3 e 4 na condição atual passa a se acumular nesta região.

O volume estimado de dragagem anual na cisterna para todo o canal de acesso seria de aproximadamente 2.450.000 m³, considerando o fator corretivo.

A Figura 3-20 apresenta a comparação entre as estimativas globais de volume depositado para os cenários atual e com a implantação das obras de melhoramento no Estuário e Baía de Santos, considerando os diferentes gabaritos avaliados.

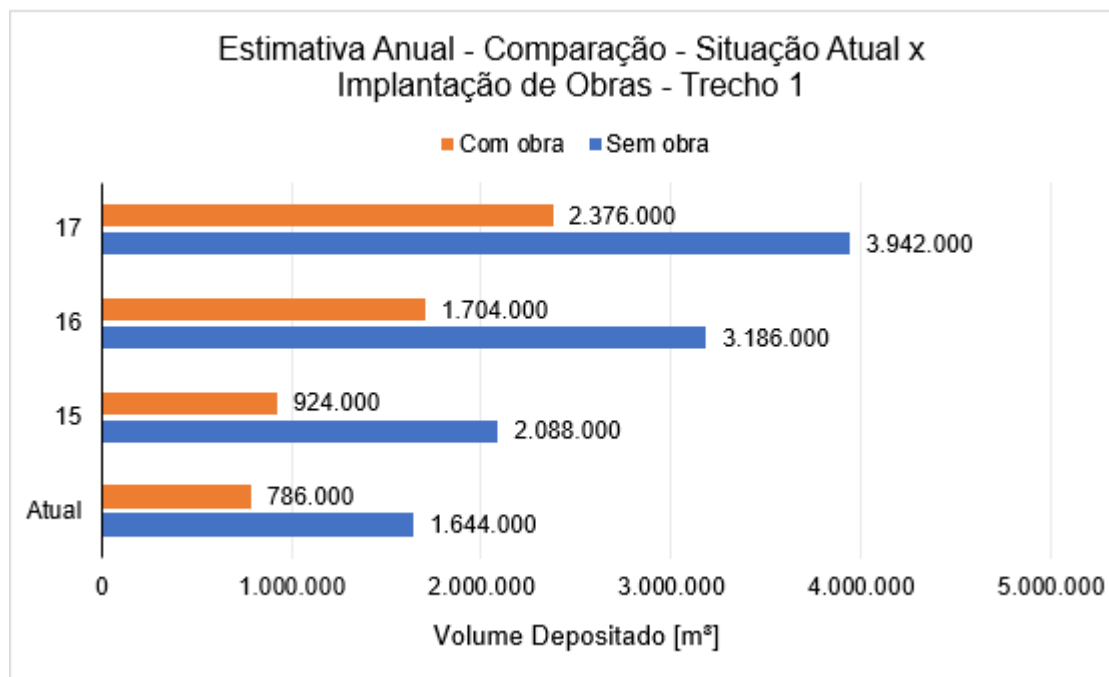


Figura 3-20 – Estimativa Anual - Comparação de Cenários Com e Sem Obras de Melhoramento

Tabela 3-2 – Estimativa Anual - Volumes in situ - Diferentes Gabaritos

Estimativa Anual - Volume <i>in situ</i> (m³)			
Gabarito	Sem Obra	Com Obra	Redução
15	2.088.000	924.000	56%
16	3.186.000	1.704.000	47%
17	3.942.000	2.376.000	40%

A Tabela 3-2 resume a redução de volume de dragagem provocada pela implantação das obras de melhoramento, para cada gabarito. A queda de eficiência com o aprofundamento do canal era esperada, uma vez que quanto maior a distorção imposta no ambiente, maior a dificuldade de manutenção.

A Tabela 3-3 apresenta o resumo dos volumes totais de sedimentação *in situ* para os gabaritos avaliados, e os volumes de dragagem em cisterna, considerando o fator de correção supracitado.

Tabela 3-3 – Estimativa Anual de Volumes - Batimetria atual e gabaritos de 15, 16 e 17 metros de profundidade – Com obra

Estimativa Anual (m³) – Com Obra		
Gabarito	Volume <i>in situ</i>	Volume na Cisterna
Atual	786.000	1.045.000
15	924.000	1.230.000
16	1.704.000	2.270.000
17	2.376.000	3.160.000

## PARTE II - ANÁLISE VIABILIDADE TÉCNICA

### 4 ESCOLHA DAS JAZIDAS

Assim como discutido na primeira parte deste Trabalho de Formatura, o aprovisionamento do material pétreo para suprir todo o consumo da obra é uma das condicionantes de obras de molhes. Com base em SETEPLA Engenharia de Projeto (1979) foi feito com análise detalhada em:

- Estabelecimento da quantidade e qualidade do material pétreo requerido pela obra;
- Coleta de informações sobre as jazidas existentes (produtividade, densidade, peso máximo de bloco, preço por tonelada);
- Itinerários e transporte;
- Estudo da combinação mais econômica de materiais de várias origens;
- Método de exploração das jazidas;
- Recebimento e colocação no molhe.

Para as jazidas na região da Baixada Santista, de acordo com a FIESP e a SINDIPEDRAS (FIESP, 2011), existem cinco pedreiras associadas disponíveis: Pedreira Mongaguá, Pedreira Intervalas, Pedreira Engebrita, Pedreira Maxbrita e Pedreira Maria Teresa (as duas últimas pertencentes à mesma empresa, o Grupo Maxbrita).



Figura 4-1 – Localização das Pedreiras na Baixada Santista.

De acordo com a primeira parte deste estudo, ambas as jazidas serão utilizadas para os materiais de alta tonelage (carapaça de enrocamento), pois as rochas são de tamanho e propriedades adequadas para obras destes tipos de maciços marítimos, bem como quanto à adequada produtividade das pedreiras. Esta última característica de produção será o principal gargalo em relação ao tempo de obra.

As produtividades das jazidas são de 1300 m<sup>3</sup>/dia de rochas na faixa de 3 a 10 tf para a pedreira Mongaguá e 2.500 m<sup>3</sup>/dia de rochas até 3 tf para a pedreira Intervalles, totalizando os 3.800 m<sup>3</sup>/dia que serão empregados no cálculo de tempo total de obra.

Em relação à brita necessária para a fabricação do concreto dos Accropodes e Core-locs, foram estudadas as 3 pedreiras da região: Engebrita, Maxbrita e Maria Teresa.

As pedreiras Maria Teresa e Maxbrita são do mesmo grupo e, ao contatar os responsáveis de cada uma, fomos informados de que o preço padrão é de R\$ 88 por metro cúbico de brita, incluindo o transporte até o canteiro, porém, devido à localização, no valor unitário da tonelada da pedreira Maria Teresa seria feito um aditivo devido ao pedágio entre a pedreira e o canteiro escolhido. O preço do metro cúbico de brita na pedreira Engebrita é de R\$ 84, incluído o transporte. Dessa forma, as pedreiras Maria Teresa e Maxbrita serão descartadas devido à vantagem comercial da pedreira Engebrita.

Tabela 4-1 – Tabela de preços das pedreiras estudadas.

Pedreira	FOB (R\$/m <sup>3</sup> )	CIF (R\$/m <sup>3</sup> )
Engebrita	67,00	84,00
Maxbrita	não faz	88,00
Maria Teresa	não faz	88,00 + pedágio
Intervalles	71,50	não faz
Mongaguá	63,00	94,00

Na Tabela 4-1, apresenta-se o detalhamento dos preços nas categorias FOB e CIF, que significam respectivamente *Free On Board* e *Cost, Insurance and Freight*. FOB é o modelo de transporte em que o comprador assume todos os riscos e custos inerentes ao transporte da mercadoria e CIF é o modelo em que o frete e seguro da mercadoria são pagos pelo fornecedor da mercadoria em questão.

## 5 CANTEIRO DE OBRAS

### 5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Para estimar o tamanho dos canteiros de obra necessários em Santos, utilizou-se como referência o projeto executivo do molhe da Barra da Tijuca (CCL, 2016; INFINITO INGENIERÍA, 2016). Ainda que a referida obra seja menor em escala do que os molhes deste estudo, apresenta as mesmas características em relação aos materiais, processos e operações com aqueles necessários para os molhes da Barra de Santos.

No projeto do molhe da Barra da Tijuca, foram sugeridos dois canteiros. Um dos canteiros era o avançado, com funções de estocagem de pedras de todas as toneladas e dos pré-moldados. O outro era o canteiro de apoio, com a função de preparo dos pré-moldados e de sediar a parte administrativa da obra. As áreas são de aproximadamente 5200 m<sup>2</sup> e 12.500 m<sup>2</sup> para avançado e de apoio respectivamente (Figura 5-1 e Figura 5-2).



Figura 5-1 – Esquematização do canteiro avançado (CCL, 2016).

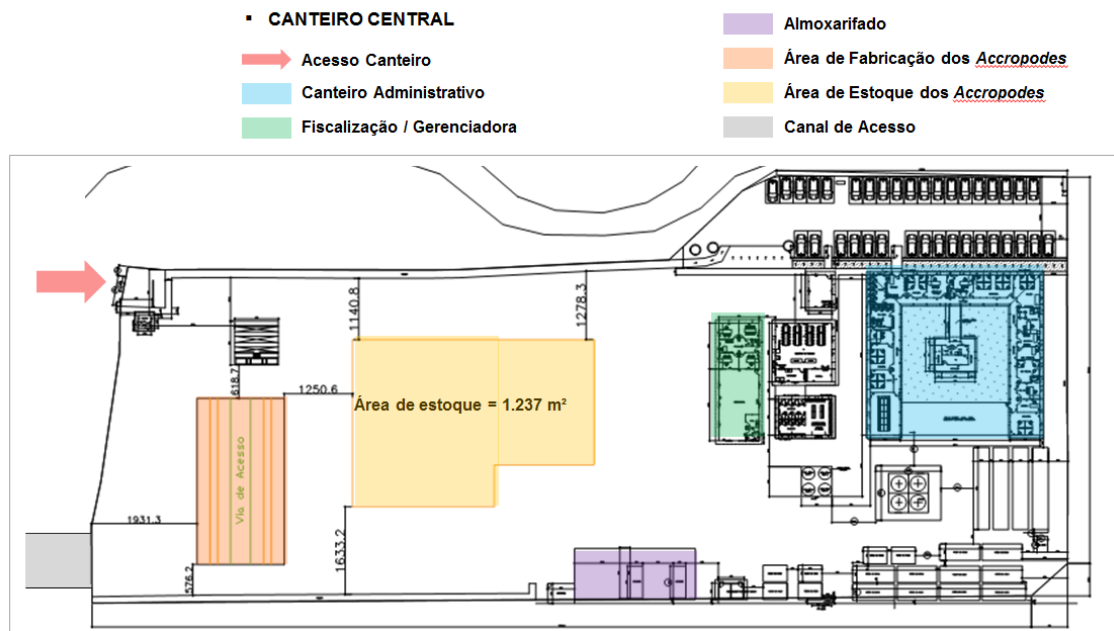


Figura 5-2 – Esquematização do canteiro de apoio (CCL, 2016).

Os prazos para os quais os estoques foram dimensionados no canteiro avançado são de 5 dias, ou 40 peças de ACCROPODE II, e 16 dias para as pedras, tendo em vista a distância com o canteiro central.

Com relação ao canteiro de apoio para os molhes de Santos, como serão localizados próximos ao canteiro central, não existe necessidade de grandes estoques. Os canteiros de apoio e central dimensionados para os molhes da Barra da Tijuca distavam entre si de 15 km, o que motivou o dimensionamento de um estoque para ao menos 5 dias. Os canteiros de apoio dos molhes de Santos estarão próximos do enraizamento dos molhes.

## 5.2 LOCAL DO CANTEIRO CENTRAL

As opções de terrenos possíveis para a instalação do canteiro central tiveram que ser revistas, como explicado. As melhores notas seguintes à opção Embraport, na matriz de decisão para localização do canteiro, eram as opções A, H e C, que foram reconsideradas para uso como canteiro central da obra (Figura 5-3).



Figura 5-3 – Opções de canteiro do TF1.

O terreno A é de propriedade da Saipem do Brasil e se localiza no início do porto, sendo um dos primeiros terminais. É importante ressaltar que a área é subutilizada, pelo que se pode ver a partir de imagens de satélite, viabilizando uma negociação pela cessão por meio de aluguel de parte da área para o canteiro. O acesso aquaviário é facilitado por estar dentro do porto, e a linha ferroviária está a aproximadamente 3 km da área em linha reta (o último terminal da linha férrea está dentro do Complexo Industrial da Dow Brasil). Assim, o transporte rodoviário é necessário ao se utilizar o modal ferroviário. Como muitas das ruas e avenidas próximas aos terminais do lado do Guarujá são pavimentadas com blocos hexagonais de concreto, seria necessário um reforço com asfalto para viabilizar o transporte com caminhões sem afetar o local. Adicionalmente, o acesso ao local é restrito por portaria, o que implica num custo menor relacionado com a segurança.

O terreno C é vizinho ao terminal da Wilson & Sons e em visita ao porto foi notada a ausência de uso do local, o que pode facilitar a instalação do canteiro. Assim como na área A, o acesso por meio hidroviário é facilitado, já que é a área vizinha da Saipem. O acesso ferroviário também seria até o final da linha férrea na Dow do Brasil, seguido de uso de caminhões para levar o material até o canteiro. Aqui são destacadas as mesmas características do pavimento descrito para a área anterior, sendo necessário o reforço com asfalto.

O terreno H, por sua vez, está em uma área ocupada irregularmente e tem alto índice de criminalidade (Kalil Skaf, 2017, comunicação pessoal). Devido à dificuldade de desapropriação e riscos à segurança dos funcionários e operadores da obra, deve ser descartada.

As áreas A e C são muito próximas e por isso tem acessos semelhantes, apenas o rodoviário sendo um pouco mais próximo para a área C.



Figura 5-4 – Áreas escolhidas para canteiro central.

O canteiro do molhe da Barra da Tijuca foi utilizado como modelo em relação às áreas necessárias para cada função, devido às proporções do tamanho da obra. Desta forma, o canteiro será dimensionado de forma conceitual e desenhado em duas configurações, uma para cada área. A área que tiver a melhor condição comercial deve ser a escolhida para diminuir o custo fixo da obra, já que o tempo esperado de obra é de cinco anos.

### 5.3 ESQUEMATIZAÇÃO CANTEIRO CENTRAL

Em função das duas áreas possíveis, a esquematização será feita da mesma forma que na primeira parte do trabalho, de modo a possibilitar uma estocagem com *lead time* mínimo de 6 dias, que equivale a uma semana útil de trabalho. Dessa forma, mesmo em condições de impossibilidade de transporte por uma semana, a obra continuaria em ritmo normal com uso dos estoques de material. Esse canteiro também é o local onde será feita a administração legal da obra, recebimento de material, fiscalização para conformidade, a produção dos pré-moldados e estocagem de rochas e pré-moldados.

Estimando que a estocagem de materiais pétreos será aproximadamente 10 vezes maior que a de pré-moldados (de acordo com o trabalho anterior), concebeu-se uma área de estocagem de rochas de alta tonelagem entre 12.500 m<sup>2</sup> e 19.000 m<sup>2</sup>, justificada na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 – Relação entre *lead time*, volume e área de armazenamento no canteiro.

<b>Lead time (dias)</b>	6
<b>Produtividade (m<sup>3</sup>/dia)</b>	3800
<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	22800
<b>Área para altura de 1,5 m</b>	15200
<b>Área para altura de 2,0 m</b>	11400

Assim, uma área de 80 mil metros quadrados para o canteiro central é mais do que suficiente para o controle técnico e operacional da obra como um todo, considerando o estoque como parâmetro inicial.

Dessa forma para a área da Saipem, o seguinte modelo de canteiro foi proposto (Figura 5-5 e Tabela 5-2):



Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

Figura 5-5 – Esquematização de canteiro na área da Saipem

Tabela 5-2 – Áreas que compõe o canteiro

Local	Área (m <sup>2</sup> )	Função
1	2.800	Administrativo
2	8.800	Estacionamento
3	2.400	Recebimento de material
4	2.000	Produção dos pré-moldados
5	3.600	Estoque de pré-moldados
6	15.100	Estoque de rochas
7	3.000	Usinagem do concreto
8	4.300	Terminal para a aquavia

O modelo possibilita a instalação de terminais para recebimento de material por aquavia e recebimento de material por meio rodoviário na portaria da área da Saipem gerando maior versatilidade caso exista algum problema relacionado ao transporte de materiais. Internamente ao canteiro, a circulação também é facilitada, aumentando a eficiência dos veículos.

Para a área vizinha ao Wilson & Sons, o acesso por meio rodoviário não é controlado com portaria no momento, e esse tipo de acesso deverá ser instalado para o uso da área. Foi notada uma área adjacente que foi incorporada à área a seguir para aumentar o tamanho do canteiro caso seja necessário (Figura 5-6), totalizando 106.000 m<sup>2</sup>.



Figura 5-6 – Área adicional no terreno.

O modelo proposto para esse canteiro está descrito a seguir na Figura 5-7.



Figura 5-7 – Esquematização do canteiro na área vizinha ao Wilson&Sons

Claramente, nesse canteiro existem áreas ociosas, principalmente devido ao adicional de área extra, o que significa que ele pode ser reduzido em tamanho e as áreas de números 4, 5 e 7 realocadas para fora da área adicional. Na

Tabela 5-3, estão descritas as áreas do canteiro.

Tabela 5-3 – Áreas que compõe o canteiro.

Local	Área (m <sup>2</sup> )	Função
1	4.100	Administrativo
2	4.900	Estacionamento
3	2.600	Recebimento de material
4	1.800	Produção dos pré-moldados
5	3.400	Estoque de pré-moldados

6	16.900	Estoque de rochas
7	2.500	Usinagem do concreto
8	3.400	Terminal para a aquavia

Para ambas as soluções de canteiro, o atracadouro deve ser feito com um cais paralelo nas localizações destacadas com o número 8. Devido aos comprimentos maiores do que 100 metros, esse deve ser o tamanho do berço de atracação para possibilitar o acesso às barcas e batelões tipo *split*. Serão necessárias guias com potência suficiente para içar as maiores rochas que iremos descarregar, que tem por volta de 11 tf, e os pré-moldados, com 24 tf no cabeço.

#### 5.4 ESQUEMATIZAÇÃO CANTEIRO DE APOIO

Inicialmente, a utilização de canteiros de apoio seria minimizada a ponto de não serem necessários, mas revisitando os métodos construtivos de Suape, foi decidido que ocorrerá a implantação desses canteiros, mesmo que em pequena escala. As funções principais desse tipo de canteiro são armazenagem dos materiais a serem depositados no molhe e funcionar como a local de acesso ao molhe para os estágios construtivos em que o molhe está acima do nível da água. Dadas as diferentes condições sociais e de acesso de cada enraizamento de molhe, eles terão funções distintas em cada local.

O molhe oeste será próximo do canal 4 da Praia do Embaré e o canteiro será próximo à rampa para caiaques e pranchas de surf, próximo do deck dos pescadores na Ponta da Praia (Figura 5-8). O canal 4 de dragagem ficará a oeste do molhe.



Figura 5-8 – Rampa próxima ao Deck dos Pescadores.

Dessa forma, existe pequena disponibilidade de espaço e a preocupação em não gerar impacto social. Este canteiro deverá ter um estoque, necessário do ponto de vista da solução construtiva, feito nos mesmos moldes do canteiro de apoio do molhe da Barra da Tijuca, que tinha pouco menos de 5200 m<sup>2</sup> de área de estocagem, e circulação para caminhões considerando um *lead time* de 5 dias, porém em menor escala. De forma a não causar interferência significativa na cidade, o canteiro deve ter menos de um dia de lead time. A seguir uma esquematização do tamanho máximo que o canteiro de apoio deve ter.



Figura 5-9 – Área destinada ao canteiro de apoio do molhe oeste.

Na Figura 5-9, a área em vermelho possui 5400 m<sup>2</sup> e se configura no melhor local a se fazer o canteiro, dado que é o local protegido das ondas e próximo de onde fica a rampa de acesso. O acesso a esse canteiro deverá ser preferencialmente por meio aquaviário, através da rampa, que deve ser reforçada estruturalmente e com a instalação de cabeços para atracação das barcaças com os caminhões basculantes.

Em relação ao espaço para estocagem, seria necessário no máximo 3800 m<sup>2</sup> (considerando *lead time* de 1 dia e 1 metro de altura na pilha de materiais), logo a área do canteiro é maior do que o necessário e pode ser reduzida, tendo em vista a demanda e o impacto nas redondezas. Também é necessária a interdição do tráfego na Av. Dr. Samuel Augusto Leão da Moura, na Av. Bartolomeu Gusmão e na Av. Saldanha da Gama (estas últimas apenas na faixa externa, entre Embaré e Ponta da Praia), devido ao volume de caminhões que irão transitar nessa pista entre o canteiro e a raiz do molhe. A interdição será de 2,5 km no total (Figura 5-10).

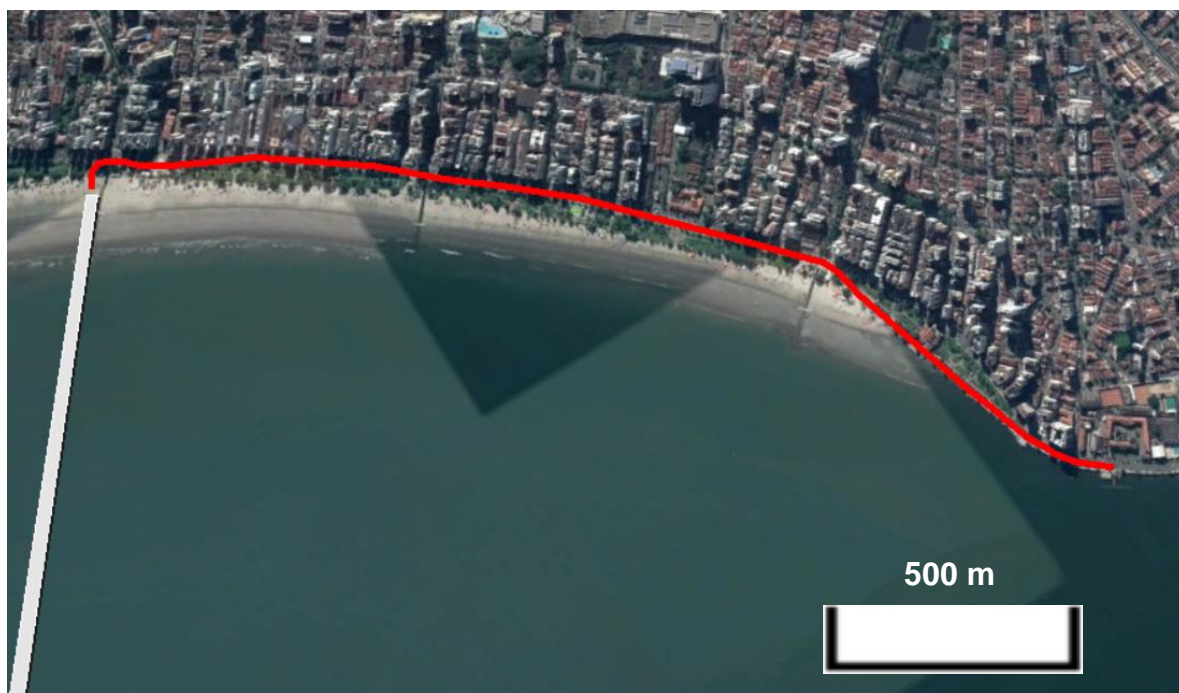


Figura 5-10 – Trecho da interdição nas avenidas de Santos.

O molhe leste, por sua vez, será implantado na Praia do Góes, que fica próxima do Morro dos Limões. A acessibilidade e disponibilidade de espaço nessa região é muito baixa: de acordo com as imagens de satélite, não há rodovias até a praia e a área da praia em si é de apenas 6.000 m<sup>2</sup>, o que inviabiliza um estoque de materiais sem que sejam necessárias desapropriações (Figura 5-11).



Figura 5-11 – Praia do Góes

Desta forma, a solução encontrada é de utilizar métodos construtivos com câbreas (MANOBRASSO, 2016) para todas as cotas acima do nível do mar e caminhões basculantes operando em ponta de aterro, mas que necessitaria de uma plataforma para desembarque por meio aquaviário, já que o acesso rodoviário não é possível.

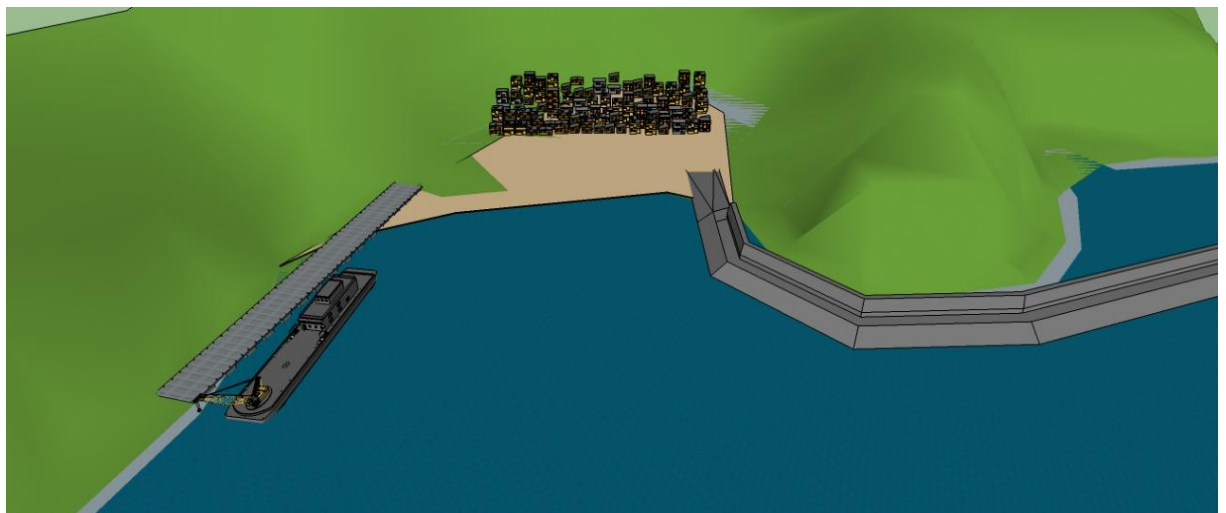


Figura 5-12 – Molhe e píer na Praia do Góes.



Figura 5-13 – Molhe e píer na Praia do Góes.

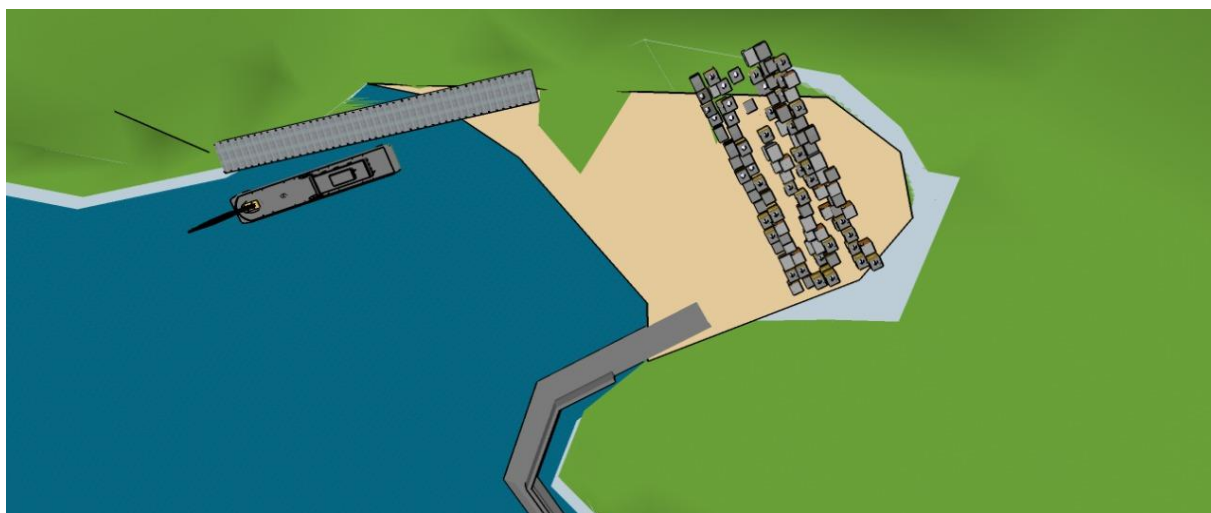


Figura 5-14 – Molhe e píer na Praia do Góes.



Figura 5-15 – Molhe e píer na Praia do Góes.



Figura 5-16 – Molhe e píer na Praia do Góes.

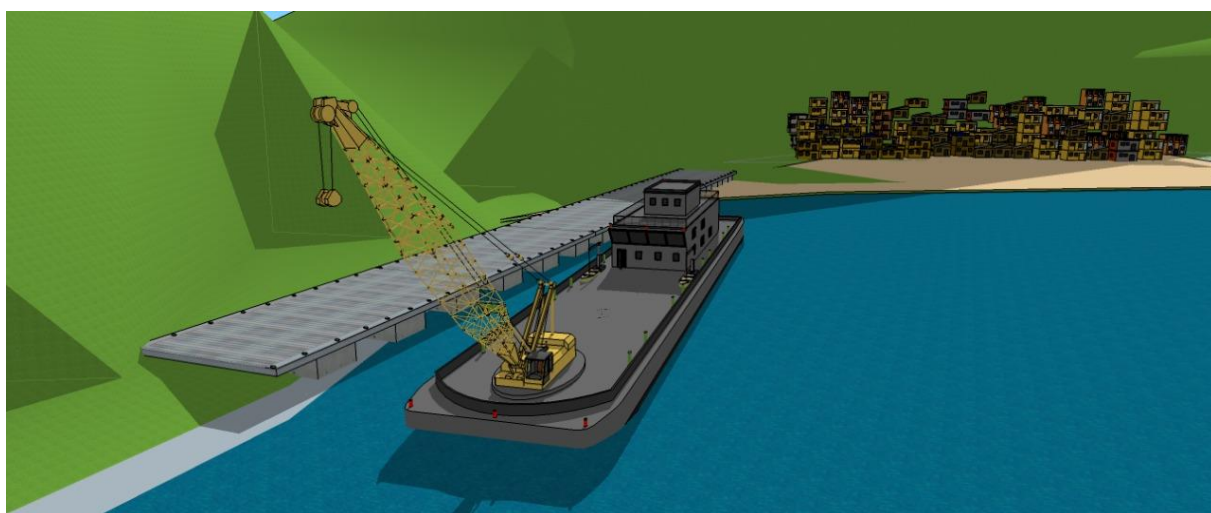


Figura 5-17 – Molhe e píer na Praia do Góes.



Figura 5-18 – Molhe e píer na Praia do Góes.

Utilizando o projeto conceitual HIDROSERVICE Engenharia e Projetos LTDA. (1979) como base, a melhor solução em relação a custo-benefício para o acesso aquaviário seria o de píer com apenas um berço, principalmente pela sua estrutura leve e barata. Em princípio, o píer ficaria próximo à extremidade oposta da praia em relação à raiz do molhe, de forma a diminuir o impacto na praia em si e seria uma benfeitoria à comunidade local após a obra.

Suas principais desvantagens ficam por conta da necessidade de talude com enrocamento e da dragagem no berço. A outra opção, de cais paralelo, é inviável, pois iria inutilizar parte da praia devido à laje, enquanto o objetivo é apenas ter um berço de atracação com o menor impacto possível.

Desta forma, pode ser feito um pequeno canteiro do lado oeste da praia, onde o enraizamento será feito junto da costa, apesar do benefício pequeno devido ao lead time baixo.

## 6 TRANSPORTE

Em relação ao transporte do material das pedreiras ao canteiro, existe a opção de ser feito com frota própria, buscando o material na origem e levando até o canteiro, ou contratando uma empresa de logística para tal.

A opção de contratar um fornecedor para cuidar da logística rodoviária da obra parece sensata, haja visto que contratar uma frota de caminhões para estes percursos demanda muitas pessoas na operação.

Algumas das pedreiras já possuem um preço fixado com a entrega do material por tonelada ou metro cúbico de material e outras nem mesmo trabalham com material a ser buscado no local da extração, possivelmente por problemas de área para estoque.

Em relação ao uso de transporte ferroviário, a única opção é a contratação da Rumo Logística (RUMO LOGÍSTICA, [s.d.]), empresa que faz a operação das linhas de trem da Baixada Santista. Assim como descrito na primeira parte do trabalho, a ferrovia que liga Santos ao Planalto Paulista e vai até o trevo de Samaritá está em operação, ao passo que o trecho que liga São Vicente a Itanhaém (e passa nas redondezas da pedreira Mongaguá) está inativo. Existe um processo do Ministério Público para que a Rumo Logística reative o trecho de acordo com a licitação em vigor (ALMEIDA, 2015), o que pode diminuir os custos de transporte futuramente, já que atualmente seria necessário o transporte por caminhões até o trevo de Samaritá.

Por sua vez, para o transporte aquaviário, foi idealizado um pequeno terminal próximo ao terreno da Embraport citado anteriormente de forma a embarcar os materiais para traslado até o canteiro ou até o molhe diretamente. Este deverá ser o único modo de transporte operado em sua totalidade pelo pessoal da obra, inclusive com aluguel de balsas e barcas.

### 6.1 TERMINAL DE TRANSFERÊNCIA



Figura 6-1 – Área para o terminal de transferências.

O local idealizado para o terminal de traslado fica próximo ao terreno da Embraport e tem apenas 3000 m<sup>2</sup> de área (Figura 6-1). A função principal desse traslado é diminuir a necessidade de caminhões no trecho final entre o modal ferroviário e a entrada do canteiro central para o material pétreo provindo da pedreira Mongaguá e diminuir o trecho rodoviário da pedreira Intervales. Idealmente, deve ser feita uma ramificação na linha férrea e o trem carregado iria estacionar próximo ao terminal, onde seria feita a transferência do material para as barcas, sem impedir a passagem de outras composições (Figura 6-2). Essa ramificação e o atracadouro devem ser considerados como uma benfeitoria para a Embraport ao final da obra.



Figura 6-2 – Ramificação da linha férrea para desembarque das cargas

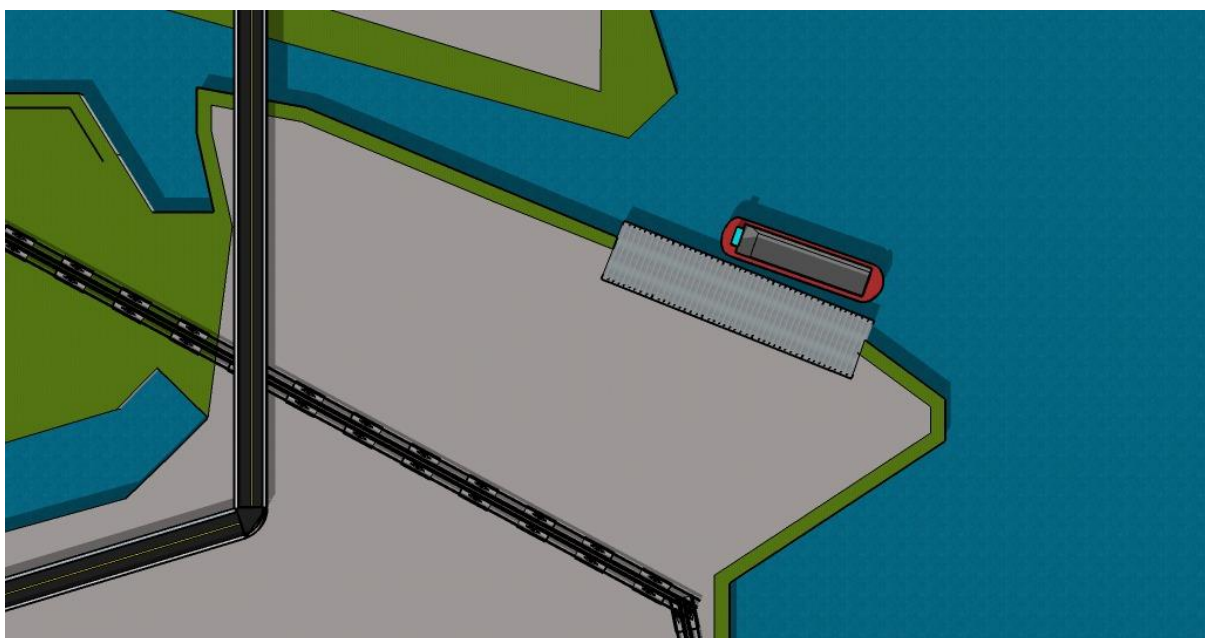


Figura 6-3 – Esquematização do canteiro.

## 6.2 TRANSPORTE DE MATERIAL DA PEDREIRA MONGAGUÁ

A pedreira Mongaguá será a pedreira com maior distância até o canteiro central e o volume do material pétreo é de 1.300 m<sup>3</sup>/dia. Atualmente, sem o trecho ferroviário até o trevo de Samaritá (em São Vicente), o transporte será feito inicialmente por caminhões pela rodovia até o terminal ferroviário, e subsequentemente até a Ilha Barnabé no Largo de Bertioga para o translado.

Este percurso no total será de 21,3 km de rodovias entre a pedreira e o trevo de Samaritá e 36,2 km por meio de ferrovia até o local do translado (Figura 6-4). Subsequentemente, serão 8,6 km até o canteiro central, ou um percurso de 12 km até os molhes para lançamento do material por meio flutuante (Figura 6-5).



Figura 6-4 – Trajeto por rodovia e ferrovia até o terminal.

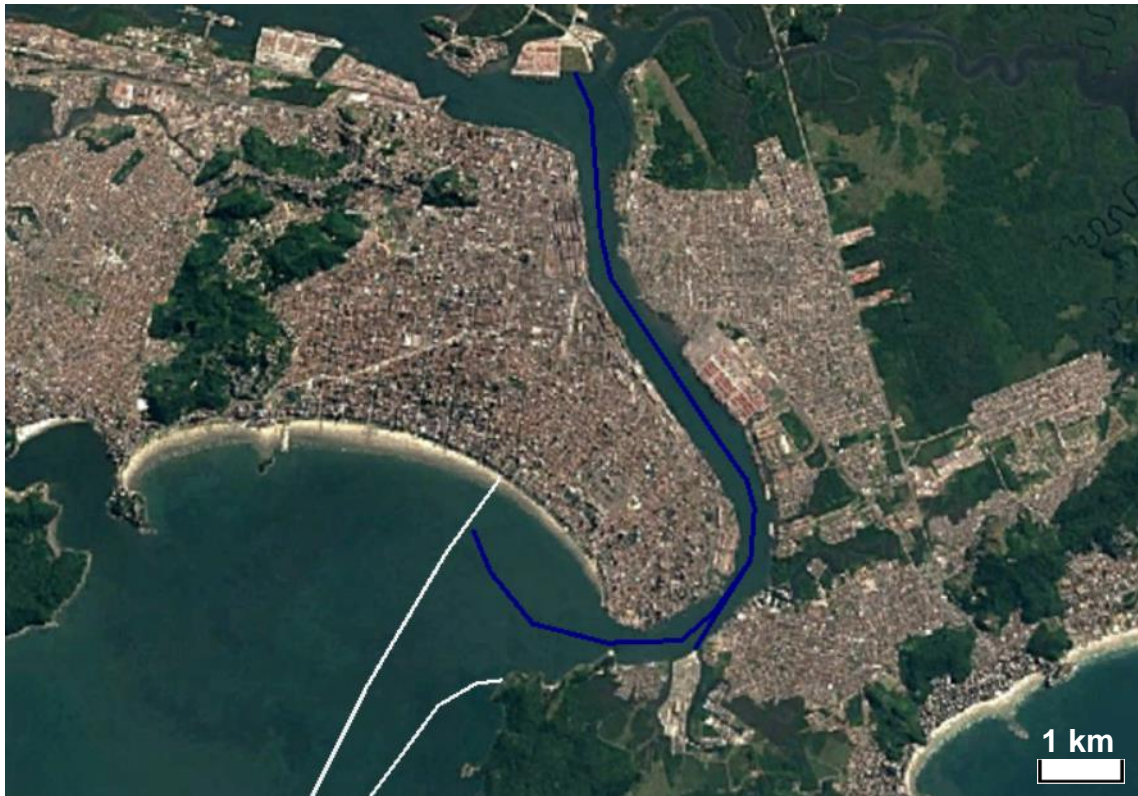


Figura 6-5 – Trajeto do terminal até o canteiro central ou até os molhes.

### 6.3 TRANSPORTE DE MATERIAL DA PEDREIRA INTERVALES

O transporte de material da pedreira Intervales será muito facilitado devido à proximidade do terminal de embarque e da pedreira em si. O volume a ser transportado é grande, de aproximadamente 2.500 m<sup>3</sup>/dia.

Inicialmente, caminhões devem levar o material até o terminal, e subsequentemente o material será levado até o canteiro ou aos molhes, como o material da pedreira Mongaguá.

A distância pela rodovia é de aproximadamente 6,7 km, uma distância baixa, que vai possibilitar uma frota pequena, mesmo com o grande volume de material (Figura 6-6).



Figura 6-6 – Trajeto por rodovia até o terminal.

#### 6.4 TRANSPORTE DA BRITA

O transporte da brita para o concreto dos pré-moldados, ao contrário das rochas de alta tonelagem, deverá ser feito por meio rodoviário, devido ao seu volume menor na comparação com os outros materiais. De acordo com o estudo prévio, o volume de rochas de alta tonelagem será 10 vezes maior do que o volume de pré-moldados, que só correspondem em parte ao volume de brita necessária. Logo, o transporte da brita pode ser feito pela própria pedreira, que já inclui esse transporte no preço final do material.

Ambas as opções de canteiro central precisarão de reforço asfáltico nas avenidas fora das rodovias para minimizar a interferência dos caminhões no pavimento e com a comunidade.

#### 6.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O TERMINAL NA ÁREA DA EMBRAPORT

O volume diário de material embarcado no terminal da Embraport será de 3.800 m<sup>3</sup> e seu peso final será de 8.682,5 t, de acordo com a Tabela 6-1.

Tabela 6-1 – Relação de quantidades para transporte nas pedreiras.

Pedreira	Volume (m <sup>3</sup> )	Massa Específica (kg/m <sup>3</sup> )	Massa (t)
Intervales	2500	2537	6342,5
Mongaguá	1300	1800	2340
Total	3800	-	8682,5

Como o comprimento da área do terminal é de aproximadamente 115 metros, consideramos que é suficientemente larga para que seja feito o carregamento do comboio com um cais paralelo de 100 metros, sem necessidade de píer.

O cais paralelo apresenta diversas vantagens em relação ao cais em forma de píer. Suas principais vantagens são:

- A dragagem é menos volumosa e feita a prumo, dispensando o uso de talude e proteções adicionais devido à contenção feita pelas estacas-prancha pré-moldadas no terreno.
- O aproveitamento da frente é maior, pois em um berço de 100 metros (como será o caso), ele pode ser utilizado para diferentes tipos de composição, como por exemplo, duas de 40 metros cada.
- Exige menos transporte de cargas horizontalmente e sua construção é mais simples.
- Flexibilidade operacional.

O custo de manutenção da dragagem possivelmente será menor do que no píer, pela sua dragagem inicial menos volumosa, de tal forma que se torna coerente a longo prazo. Sua principal desvantagem está no custo da obra em si, que é maior do que no píer.

A solução em píer será uma opção válida apenas se a resolução comercial com a Embraport pelo aluguel da área não levar em consideração a construção desta benfeitoria.

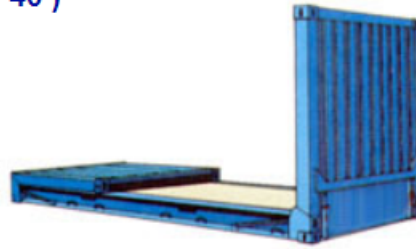
## 6.6 FROTA DE TRANSPORTE

De acordo com as informações de demanda de cada modal em cada um dos trajetos, pode-se fazer um cálculo simples da frota necessária para cada trecho.

Para o modal aquaviário, serão empregadas barcas do tipo split. Como referência, foi utilizado o catalogo da Work Barbe Brookers (2017a), que tem preços de venda de barcas. Utilizando como referência um volume de 4200 m<sup>3</sup> por dia a ser lançado (pedras de alta tonelagem e pré-moldados com 3800 m<sup>3</sup> e 400 m<sup>3</sup>, respectivamente), seriam necessárias 7 viagens por dia de uma barca com capacidade de armazenamento de 660 m<sup>3</sup> (WORK BARGE BROOKERS, 2017b), sendo 6 para o material rochoso e 1 para os pré-moldados. Como essa barca tem 55,85 m de comprimento, pode ser carregada com o material rochoso tanto no canteiro central como no terminal de transferência de carga perto da Embraport (ambos com um berço de atracação de 100 metros).

Em relação ao modal ferroviário, utilizou-se como parâmetro o seguinte contêiner:

### Container Flat Rack (20' / 40')



#### Medidas Externas:

Comp.: 6.058 mm / 12.192 mm  
Largura: 2.438 mm / 2.438 mm  
Altura: 2.591 mm / 2.591 mm  
Altura com a cabeceira dobrada:  
555 mm / 700 mm  
Altura Plataforma: 271mm / 605 mm

Largura entre as cabeceiras:  
2.182mm / 2.230 mm

#### Pesos:

Peso máximo: 25.400 kg/45.000 kg  
Tara do container: 2.845 kg/5.180 kg  
Carga: 22.555 kg / 39.820 kg

#### Medidas Internas:

Acesso da carga/topo:  
5.908mm / 12.020 mm  
Acesso de carga/laterais:  
5.508 mm / 11.730 mm  
Largura: 2.387mm / 2.230 mm

Largura entre os troncos das  
cabeceiras:  
2.190 mm / 2.100 mm  
Altura: 2.320 mm / 1.986 mm

Capacidade cúbica:  
28,9 m<sup>3</sup> / 67 m<sup>3</sup>

#### Características:

Cabeceiras dobráveis. Utilizado para o transporte de cargas volumosas e pesadas.

Figura 6-7 – Contêiner da Impacto Logística.

O contêiner da Figura 6-7 pertence à Impacto Logística e tem volume de 67 m<sup>3</sup> (IMPACTO LOGISTICA, 2017). Porém, ao carregar as rochas de até 11 tf em Mongaguá, será possível carregar apenas 4 em uma situação ideal, pela limitação de peso. Dessa forma o volume de rocha em cada composição seria de 28 m<sup>3</sup>, uma eficiência menor do que 50%.

Como é necessário transportar 1.300 m<sup>3</sup> diariamente, seriam necessários 47 contêineres se fosse feita apenas uma viagem, que é a situação ideal. Devido ao comprimento de 12 m de cada composição, o trem ficaria no total com 564 m de comprimento, o que deve ser diminuído para viabilizar que a composição estacione ao lado do terminal.

Portanto, para diminuir o tamanho geral da composição, serão feitas duas viagens por dia com 24 vagões cada e tamanho final de 300 m, contabilizando a composição com as máquinas. Dessa forma, a composição conseguirá estacionar na área ao lado do canteiro para transferência das rochas.

No site da Rumo Logística, alguns relatórios citam o valores em torno de R\$ 250,00 por composição movimentada ("Fundamentos e Planilhas | Rumo RI", [s.d.]).

Para as considerações sobre a frota rodoviária, considera-se o caminhão Actros (MERCEDES-BENZ, 2017a), com capacidade de 74 tf de carga.

Para a pedreira Intervales, o volume de carga diário será de 2.500 m<sup>3</sup>, o que corresponde à 6342,5 toneladas de rocha. Dessa forma serão necessárias 86 viagens, de aproximadamente 7 km cada. Considerando uma velocidade média do caminhão de 34 km/h na ida (carregado) e 37 km/h na volta (descarregado), tem-se que os tempos de ida e volta são 0,206 h e 0,189 h. Utilizando como base o carregamento com pá carregadeira (SETEPLA ENGENHARIA DE PROJETO LTDA, 1979), determinamos o ciclo do material pétreo entre 1 e 3 tf (Tabela 6-2).

Tabela 6-2 – Tempos de Ciclo para a pedreira Intervales.

Ação	Tempos (h)
Carregamento	0,122
Viagem	0,206
Pesagem	0,010
Manobras e descarregamento	0,149
Viagem	0,189
Manobras e esperas	0,022
Ciclo total	0,698

Realizando uma consideração de que será utilizado o horário comercial com a pedreira, das 8 até as 18, tem-se 10 horas para realizar as 86 viagens.

Tabela 6-3 – Número de caminhões ótimo para a pedreira Intervales.

Caminhões	Horas
1	60,03
2	30,01
3	20,01
4	15,01
5	12,01
6	10,00
7	8,58
8	7,50
9	6,67
10	6,00

Assim, o número de caminhões ideal para realizar todo o transporte diário é de seis caminhões (Tabela 6-3 – Número de caminhões ótimo para a pedra Intervalos.).

Para a pedra Mongaguá, o percurso será mais longo, de aproximadamente 21,3 km com volume diário de 1300 m<sup>3</sup> ou 2340 t de massa. As velocidades médias serão as mesmas, 34 km/h carregado e 37 km/h descarregado, mas os tempos de carregamento serão diferentes devido ao tamanho das rochas. Utilizando o projeto SETEPLA (1979) como base, chega-se à Tabela 6-4:

Tabela 6-4 – Tempos de Ciclo para a pedra Mongaguá.

Ação	Tempos (h)
Carregamento	0,061
Viagem	0,626
Pesagem	0,010
Manobras e descarregamento	0,081
Viagem	0,576
Manobras e esperas	0,022
Ciclo total	1,376

Dessa forma, serão necessárias 32 viagens para escoar todo o material diariamente nas 10 horas úteis da pedra. A Tabela 6-5 descreve a quantidade de caminhões para que seja possível movimentar o material.

Tabela 6-5 – Número de caminhões ótimo para a pedra Mongaguá.

Caminhões	Horas
1	44,03
2	22,02
3	14,68
4	11,01
5	8,81
6	7,34
7	6,29
8	5,50
9	4,89
10	4,40

Logo serão necessários seis caminhões para realizar este percurso diariamente.

### **PARTE III - DIMENSIONAMENTO E MÉTODO CONSTRUTIVO**

## **7 MACIÇO DE BLOCOS SOBRE SOLOS MOLES**

A construção de um maciço de blocos sobre solos moles deve apresentar segurança adequada quanto à possibilidade de ruptura do solo de fundação e deve apresentar deslocamentos totais ou diferenças compatíveis com o tipo de obra, tanto durante quanto após sua construção. A eficácia de uma previsão está aliada aos métodos de análise utilizados e à determinação adequada dos parâmetros geotécnicos do solo a utilizar nessa análise.

### **7.1 MÉTODOS CONSTRUTIVOS**

Visando solucionar ou minimizar problemas de recalques, devido ao adensamento, e de estabilidade dos taludes, existem diversas alternativas para a implantação de um maciço de blocos sobre solos moles. A escolha do método construtivo depende de vários fatores, como: dimensões do maciço, características do material da fundação (perfil e parâmetros geotécnicos), localização e finalidade do maciço, prazo construtivo, materiais, custos e técnicas disponíveis para a construção.

Alguns métodos podem ser citados: substituição do solo mole, implantação de berma de equilíbrio, maciço convencional com sobrecarga temporária, maciço construído em etapas, maciço reforçado com geossintéticos, utilização de drenos verticais, entre outros.

Para o dimensionamento, o método empregado deve, além de fornecer estabilidade, prover alguma redução do recalque provocado pelo maciço, a fim de reduzir o custo final da obra. Os métodos citados serão brevemente comentados a seguir.

A remoção do solo mole consiste na retirada parcial ou total do mesmo e substituição por material granular, para diminuir ou eliminar os recalques e aumentar a segurança quanto à ruptura. Esse método é utilizado, em geral, para camadas de solo mole de até 4,0 m de espessura. Visto que o solo de Santos possui pelo menos 20 m de camada de solo mole, o método não é aplicável ao caso.

As bermas de equilíbrio têm como função aumentar a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e maciço. O principal condicionante da viabilidade do emprego das bermas é a quantidade de material pétreo a empregar e a necessidade de áreas laterais para sua implantação. Essa alternativa acabaria acarretando um aumento no custo da obra, visto que o material a ser utilizado na berma teria que ser de qualidade superior ao do núcleo, além de ser necessária uma área lateral para sua execução.

A aplicação de sobrecarga em maciços, além da altura necessária é utilizada para aumentar a velocidade dos recalques primários e compensar de forma total ou parcial os recalques secundários. As duas grandes desvantagens desse método são o prazo elevado para estabilização dos recalques, devido à baixa permeabilidade dos depósitos moles, e o grande volume de material pétreo necessário. Considerando a dimensão da obra, e as desvantagens associadas ao método, ele se torna inviável, pois o estudo dos métodos está sendo feito com o objetivo de reduzir o volume de material a ser utilizado nos maciços, para uma consequente redução do custo total.

A execução do maciço em etapas é empregada quando a resistência ao cisalhamento do solo é muito baixa, impossibilitando a execução em uma única etapa. Essa técnica promove gradativamente o aumento da resistência ao cisalhamento do solo mole, pelo acréscimo das tensões efetivas após cada etapa de aplicação de cargas inferiores ao carregamento final. A desvantagem do método é o tempo dispendido, por isso, em geral, costuma-se utilizar essa técnica com outros métodos capazes de acelerar globalmente o processo de adensamento da camada. Por falta de informações e ensaios relacionados ao solo de Santos, nas áreas de implantação da obra, o método não será discutido.

O maciço reforçado com geossintéticos consiste na inclusão de materiais poliméricos de elevada resistência e rigidez, como geogrelha ou geotêxtil, na base do maciço, para aumentar a capacidade de carga da fundação. Trata-se da utilização da resistência à tração de um geossintético para reforçar e/ou restringir deformações do maciço. Essa técnica proporciona melhor distribuição de tensões aplicadas pelo maciço sobre o solo, minimizando recalques diferenciais e aumentando o fator de segurança do conjunto. A maior desvantagem desse método, responsável também por inviabilizar a utilização deste na obra, consiste no custo dos materiais poliméricos. Devido à dimensão da estrutura proposta, a quantidade de geossintético que seria necessário para promover qualquer redução de recalque seria descomunal, a ponto de o custo superar a economia de material conseguida pelo método.

O uso de drenos verticais tem como finalidade acelerar o processo de adensamento do solo, através da combinação da drenagem radial com a vertical. Eles promovem uma redução na trajetória de fluxo das partículas de água, com redução substancial do tempo necessário para sua estabilização, mas sem alteração do valor do recalque final. A utilização de drenos no nosso projeto causaria um aumento no orçamento, pois além de não haver economia no volume de material empregado, visto que não há alteração do valor do recalque final, haveria acréscimo de custos, relativos aos furos, equipamentos e materiais necessários para a execução do método.

Sendo assim, será realizada uma previsão de recalque, para a estrutura proposta no Trabalho de Formatura I, apenas para estudo de viabilidade e confirmação do valor anteriormente considerado.

## 7.2 RECALQUE

### 7.2.1 Tipos de Recalque

Os recalques podem ser subdivididos em imediato, primário e secundário.

O recalque imediato ocorre simultaneamente com a aplicação da carga e também é denominado não-drenado pelo fato de as deformações ocorrerem sem a expulsão de água, ou seja, sem drenagem, e sem variação de volume de solo.

Esse recalque é devido não só à compressão de ar dos vazios do solo, quando o material não é completamente saturado, mas também à influência de deslocamentos horizontais in situ nas vizinhanças do ponto considerado, quando a largura do carregamento é pequena em relação à espessura da camada.

O recalque primário é o que ocorre por adensamento devido à expulsão da água dos vazios do solo. É o único que pode ser tratado pela teoria do adensamento e, em geral, responde pela maior parcela do recalque total.

O recalque secundário, recalque por compressão secundária, decorre da compressão do esqueleto sólido.

### 7.2.2 Previsão de Recalque

O recalque imediato pode ser calculado pela teoria da elasticidade, por meio da equação:

$$\Delta h_i = \frac{\Delta \sigma_v * B * (1 - \nu^2)}{E}$$

$$\Delta \sigma_v = I * (\gamma_{at} * h_{at})$$

Onde:

$\nu$  – coeficiente de Poisson para a condição não drenada;

$E$  –  $E_u$  (módulo de elasticidade para a condição não drenada);

$\Delta \sigma_v$  – acréscimo de tensão devido à carga de maciço;

$I$  – fator de influência obtido no ábaco de Osterberg;

$\gamma_{at}$  – peso específico do maciço;

$h_{at}$  – espessura do maciço;

$B$  – largura do maciço.

Entretanto, a estimativa para esse recalque foi feita com o auxílio de um software chamado Phase, desenvolvido pela Rockscience. Trata-se de um programa de elementos finitos 2D para aplicações de solo e rocha, bastante utilizado por empresas de geotecnia. O software pode ser usado para uma ampla gama de projetos de engenharia, incluindo análise de estabilidade e recalque.

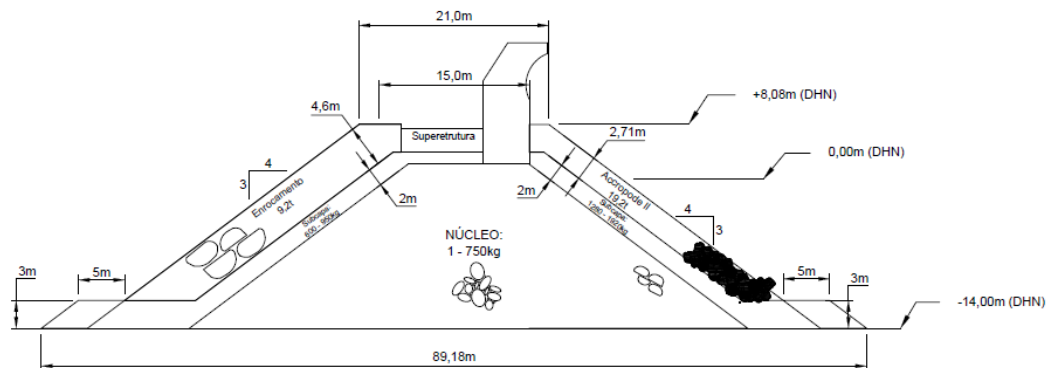


Figura 7-1 – Seção D analisada com o *software* Phase

O molhe proposto foi dividido em 5 seções, definidas no Trabalho de Formatura I, e a seção utilizada para análise de recalque foi a seção D (Figura 7-1), pois encontra-se em uma profundidade mais elevada e trata-se, portanto, da seção que teria o maior recalque, considerando que o solo possuía as mesmas características ao longo de toda a estrutura.

As camadas de solo consideradas na análise foram, a partir da superfície: 10 m de areia e 40 m de argila, atingindo assim a camada impenetrável. Devido à ausência de ensaios de campo, para a determinação dos parâmetros reais do solo, foram utilizados valores a favor da segurança. Os parâmetros adotados para cada uma das camadas, e para cada parte constituinte da estrutura do molhe estão apresentados na Tabela 7-1 a seguir.

Tabela 7-1 – Parâmetros utilizados na análise de recalque

Camada	Parâmetros		
	Peso Específico Aparente Seco	Módulo de Deformabilidade	Coefficiente de Poisson
	$\gamma$ (tf/m <sup>3</sup> )	E (tf/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Enrocamento Núcleo	2,0	5.000	0,27
Enrocamento Proteção	2,0	4.000	0,30
Enrocamento Filtro	1,9	4.000	0,30
Areia	1,8	2.500	0,30
Argila	1,8	500	0,35

A análise de recalque foi feita com base na Figura 7-2, e o resultado está apresentado na Figura 7-3, com os valores indicados por cores. A Figura 7-4 contém um gráfico com indicação dos valores dos deslocamentos verticais de cada ponto.

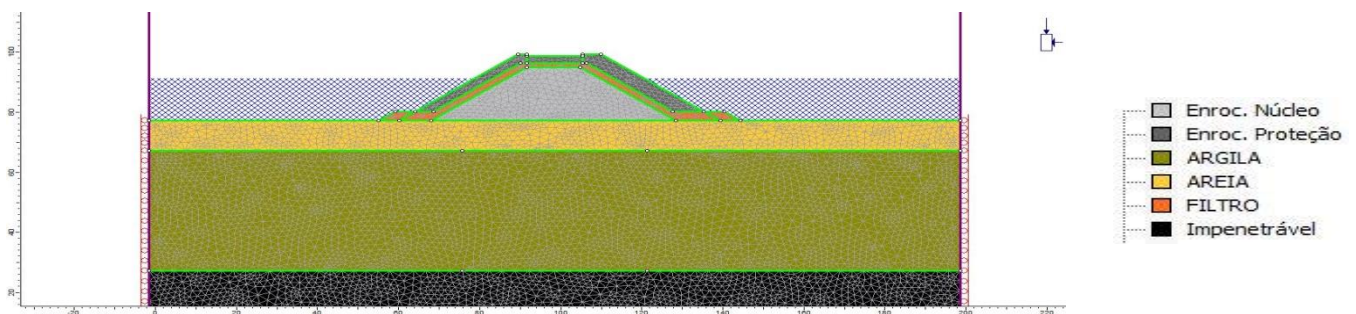


Figura 7-2 – Cenário utilizado na análise de recalque

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

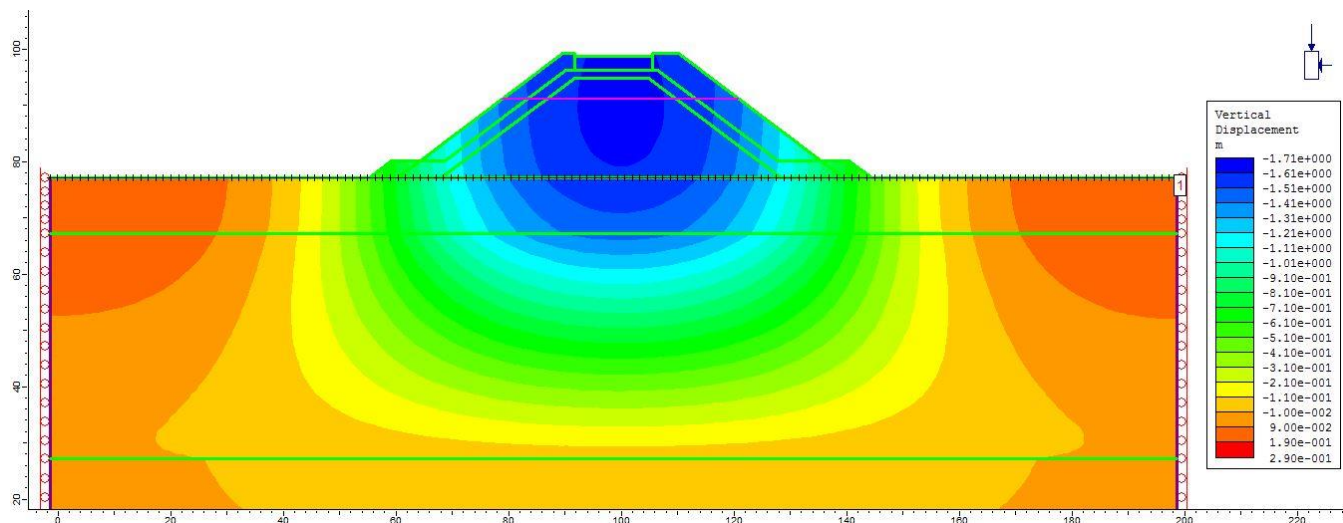


Figura 7-3 – Resultado da análise, com recalques indicados por cores

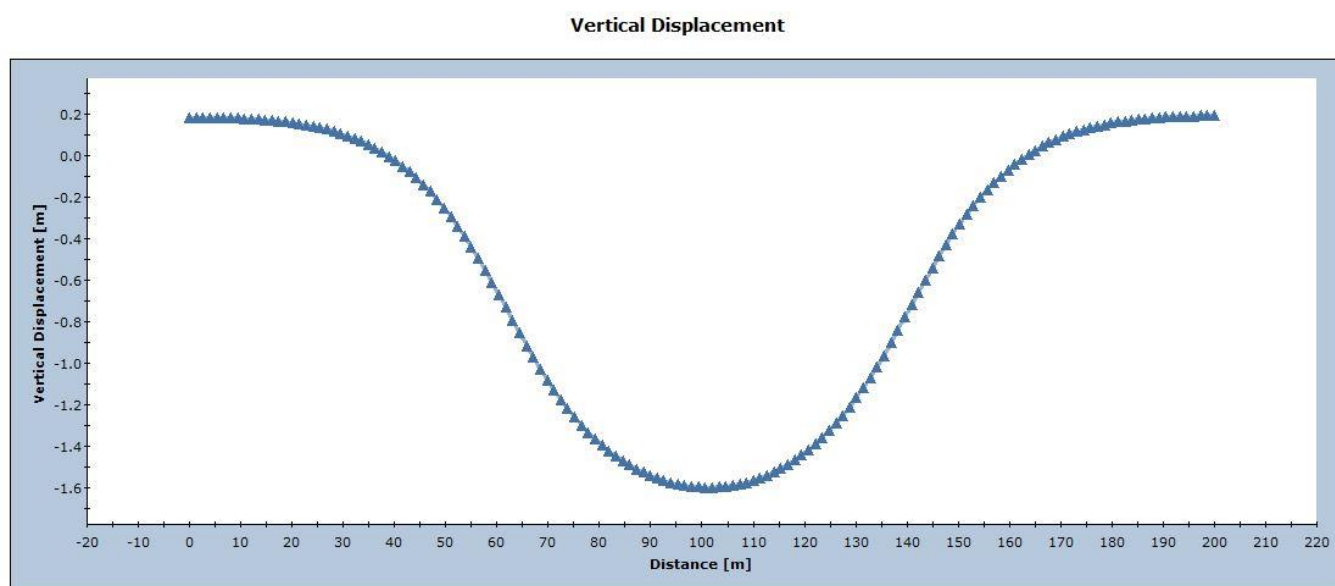


Figura 7-4 – Gráfico indicando os valores de deslocamento vertical de cada ponto

Com esses valores de recalque, considerando o posicionamento do molhe no eixo horizontal do gráfico, é possível delimitar uma área que, multiplicando pelo comprimento do molhe, possibilita uma estimativa de volume adicional de material necessário para a obra. Sendo assim, foi considerada a área apresentada na Figura 7-5 (Área total =  $A1 + A2 = 30 + 84,5 = 114,5 \text{ m}^2$ ).

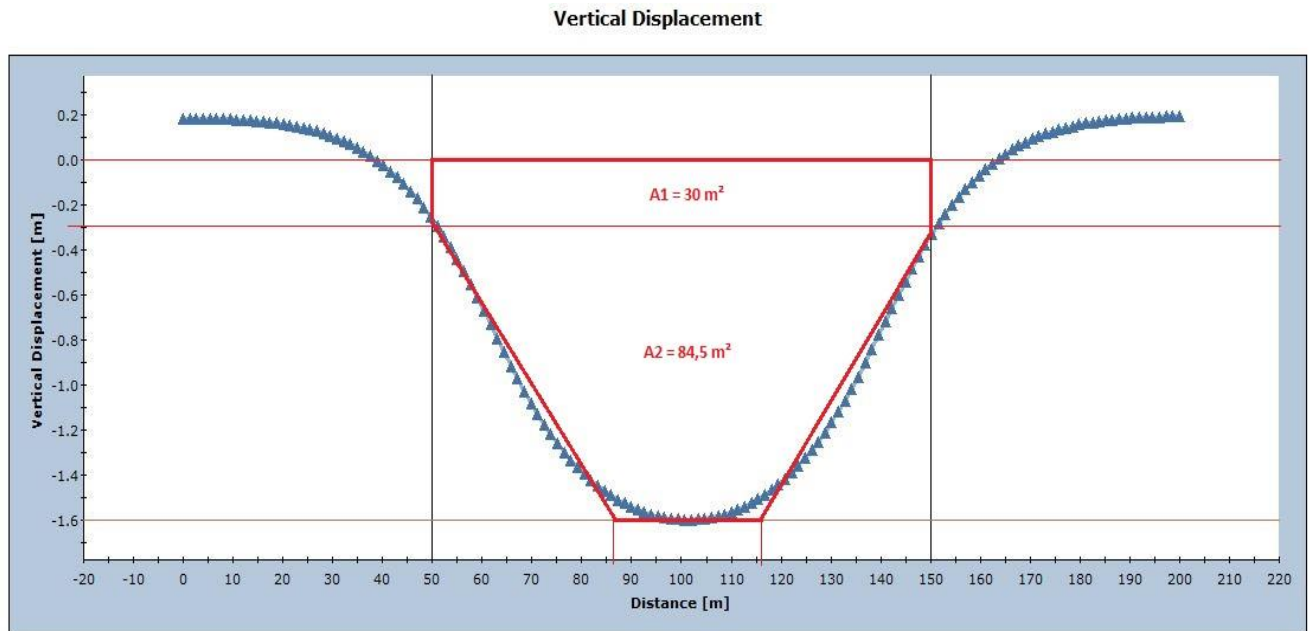


Figura 7-5 – Gráfico de recalque com área delimitada para estimativa de volume adicional

Considerando os valores de volumes obtidos no Trabalho de Formatura I, indicados nas Tabela 7-2 e Tabela 7-3, para os molhes oeste e leste respectivamente, e considerando uma relação linear entre peso e volume de recalque, apenas para fins de estimativa e análise de viabilidade, foram obtidos os seguintes volumes de recalque, também indicados nas tabelas.

O valor utilizado como base para os cálculos foi o volume de recalque relativo à seção D, indicado em vermelho na Tabela 7-2 ( $V = L * A = 4249,7 * 114,5 = 486\,595\text{ m}^3$ ).

Tabela 7-2 – Volumes calculados para o molhe oeste

OESTE				Volume [m³]			Peso [tf]	Volume recalque [m³]
Comprimento [m]	Seção	Cota	Cota de coroamento	Enrocamento Núcleo	Enrocamento Proteção	Filtro	Total	
115,0	A	- 0,5	4,8	6.448	7.297	6.217	39.302	2.109
210,2	B	- 3,0	5,8	16.535	29.553	25.364	140.368	7.534
967,0	C	- 6,0	8,1	225.931	156.619	104.616	963.870	51.731
4.249,7	D	- 14,0	8,1	2.754.595	962.226	859.340	9.066.387	486.595
50,0	E	- 14,0	8,1	34.248	9.923	10.330	107.969	5.795
								<b>553.764</b>

Tabela 7-3 – Volumes calculados para o molhe leste

LESTE				Volume [m³]			Peso [tf]	Volume recalque [m³]
Comprimento [m]	Seção	Cota	Cota de coroamento	Enrocamento Núcleo	Enrocamento Proteção	Filtro	Total	
19,1	A	- 0,5	3,5	820	164	651	3.207	172
133,8	B	- 3,0	5,1	9.840	12.926	8.449	61.585	3.305
286,6	C	- 6,0	8,1	66.976	46.429	31.013	285.732	15.335
3.359,5	D	- 14,0	8,1	2.177.579	760.665	679.330	7.167.215	384.666
50,0	E	- 14,0	8,1	34.248	9.923	10.330	107.969	5.795
								<b>409.273</b>

Os volumes de recalque imediato totais correspondem a aproximadamente 12% do volume total estimado para a obra (volume total do molhe oeste – calculado no Trabalho de Formatura I: 4.782.979 m<sup>3</sup>; volume total do molhe leste: 3.539.412 m<sup>3</sup>). Havia sido considerado um valor de recalque de 15%, com base em outras obras do mesmo porte, ou seja, os valores estão coerentes com os praticados.

O recalque por adensamento primário pode ser calculado a partir da equação:

$$\Delta h = h_{arg} * \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \right) + \frac{C_c}{1 + e_0} * \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{vm}} \right) \right]$$

Onde:

$C_s$  – índice de recompressão;

$C_c$  – índice de compressão;

$e_0$  – índice de vazios para a tensão vertical efetiva inicial *in situ*;

$\Delta \sigma_v$  – acréscimo de tensão no meio da subcamada;

$\sigma'_{v0}$  – tensão vertical efetiva *in situ* no meio da subcamada;

$\sigma'_{vm}$  – tensão de sobreadensamento no meio da subcamada.

Por falta de valores reais de parâmetros, e devido ao tempo geralmente transcorrido até o início da ocorrência do recalque primário, este não será considerado no dimensionamento.

Durante a construção da obra poderá ser realizada uma campanha de instrumentação, a fim de monitorar os deslocamentos que a estrutura possivelmente sofrerá ao longo do tempo, garantindo, dessa forma, a manutenção da mesma.

Destaca-se, mais uma vez, que esta estimativa foi feita para estudo de viabilidade e não deve ser usada para fins de projeto básico ou executivo, casos nos quais campanhas de ensaios com a obtenção de amostras de qualidade têm que ser conduzidas com adequada supervisão de campo e de laboratório.

## 8 COMPRIMENTO DOS MOLHES E LARGURA NAVEGÁVEL DO CANAL

### 8.1. COMPRIMENTO

Os comprimentos dos molhes guias-correntes são definidos a partir do comprimento e profundidade do canal externo do Porto de Santos, o qual possui aproximadamente 9,5km, considerando a região dragada segundo a carta náutica do Porto de Santos (Figura 8-1), da Marinha do Brasil. O layout dos molhes foi baseado na recomendação de estudo realizado pelo INPH (REIS, 1978), visando a manutenção da cota - 14,8 m.



Figura 8-1 – Canal externo do Porto de Santos esboçado sobre a carta náutica da Parte Sul do Porto.

### 8.1.1 Molhe Oeste

O enraizamento do Molhe Oeste será feito próximo ao Canal 4 de Santos de forma a se projetar ao mar ortogonalmente à praia até a profundidade de -9,0m (DHN), onde a direção do molhe se torna paralela ao canal dragado e assim segue até a profundidade de -14,0m (DHN). Tendo sido feitas essas considerações, o comprimento do Molhe Oeste será de aproximadamente 5,5km (Figura).

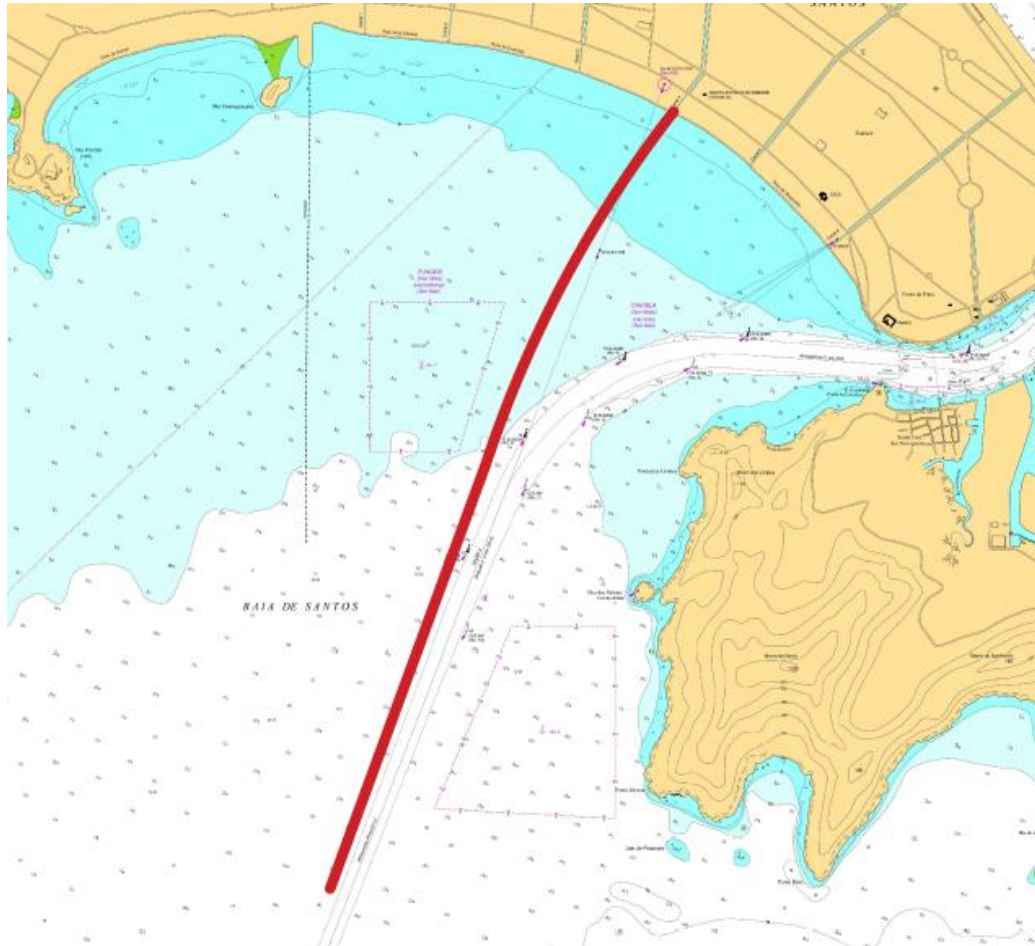


Figura 8-2 – Esboço do Molhe Oeste na carta náutica da Parte Sul do Porto de Santos.



Figura 8-3 – Praia do Embaré, próximo ao Canal 4, Santos.

### 8.1.2 Molhe Leste

O enraizamento do Molhe Leste, por sua vez, será localizado na Ponta dos Limões, próximo à Praia do Góes situada no Guarujá. O trecho inicial do enraizamento será junto à linha de costa, desta forma possuirá uma curvatura seguindo o canal ao longo do trecho até a profundidade de -11,0m (DHN). A partir deste ponto, o molhe segue paralelamente ao canal até a profundidade de -14,0 (DHN), terminando na mesma cota do Molhe Oeste. Neste caso, o molhe terá comprimento de aproximadamente 3,5km (Figura 8-4).



Figura 8-4 – Esboço do Molhe Leste na carta náutica da Parte Sul do Porto de Santos.



Figura 8-5 – Ponta do Limões, Santos

## 8.2 LARGURA NAVEGÁVEL DO CANAL

A largura navegável adotada é de 220 metros. Tal largura corresponde ao início do canal, entre os cabeços dos dois molhes. Adicionem-se aproximadamente 60 m (correspondentes à semi-largura de coroamento, à inclinação dos taludes e as bermas de pé do talude dos dois molhes), tem-se uma largura entre eixos igual a 280,0 m.

Essa largura não permite a navegação em mão dupla dos navios tipo almejados, isto é conteneiros de 10.000 TEUs com medidas, LOA= 366 m, B = 46 m e T = 15 m. No Trabalho de Formatura foi prevista uma largura de 400 metros, como a do canal do Porto de Rotterdam, entretanto foi verificado que no início do Canal Interno, entre a Ponta da Praia e a Ponta da Fortaleza (onde está localizada a Fortaleza da Barra, tombada historicamente e fundada na rocha) em que as larguras do fundo não teriam como ser maiores que 220 metros, assim uma largura maior no Canal externo não seria efetiva.

A distância entre eixos dos molhes de 280m é a que foi analisada pelos estudos recentes do CTH, o qual mostra que as velocidades de enchente e vazante na simulação matemática feita com os molhes posicionados desta forma aumentam, como mostra a Figura 8-7. Sendo assim, essa distância entre eixos visa garantir a largura navegável do canal e o aumento da vazão das correntes de maré por ele.

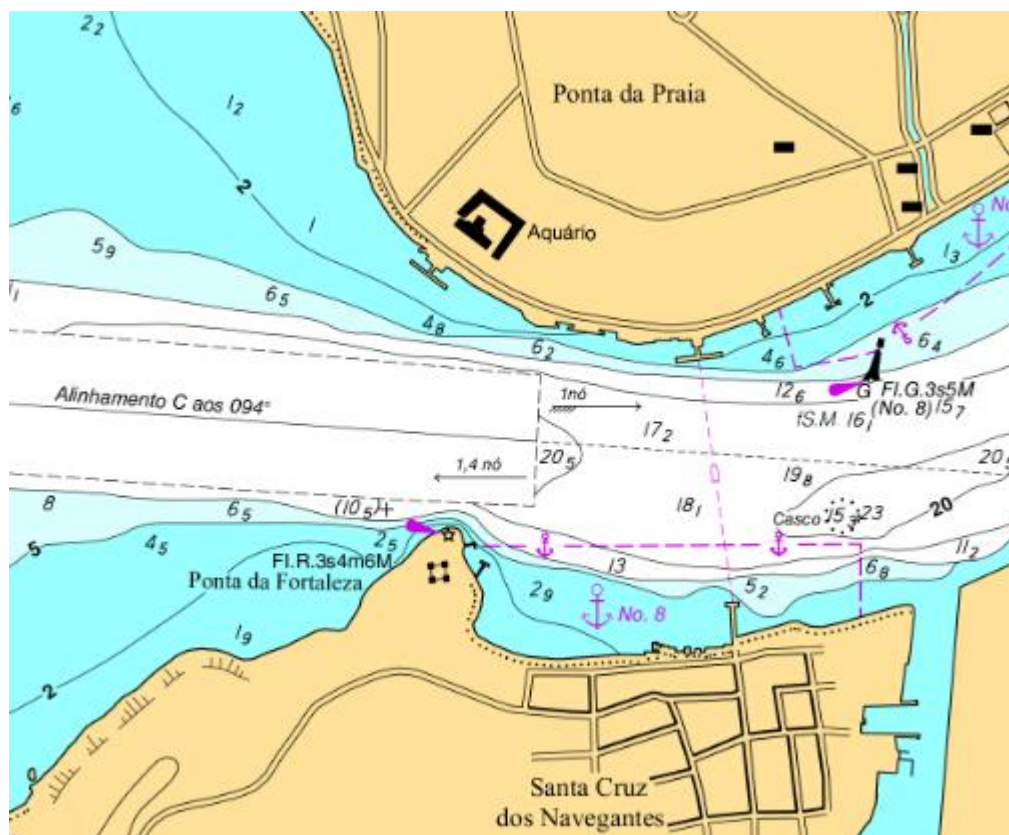


Figura 8-6 – Carta Náutica Parte Sul do Porto de Santos. Gargalo da largura de fundo entre Ponta da Praia e Ponta da Fortaleza

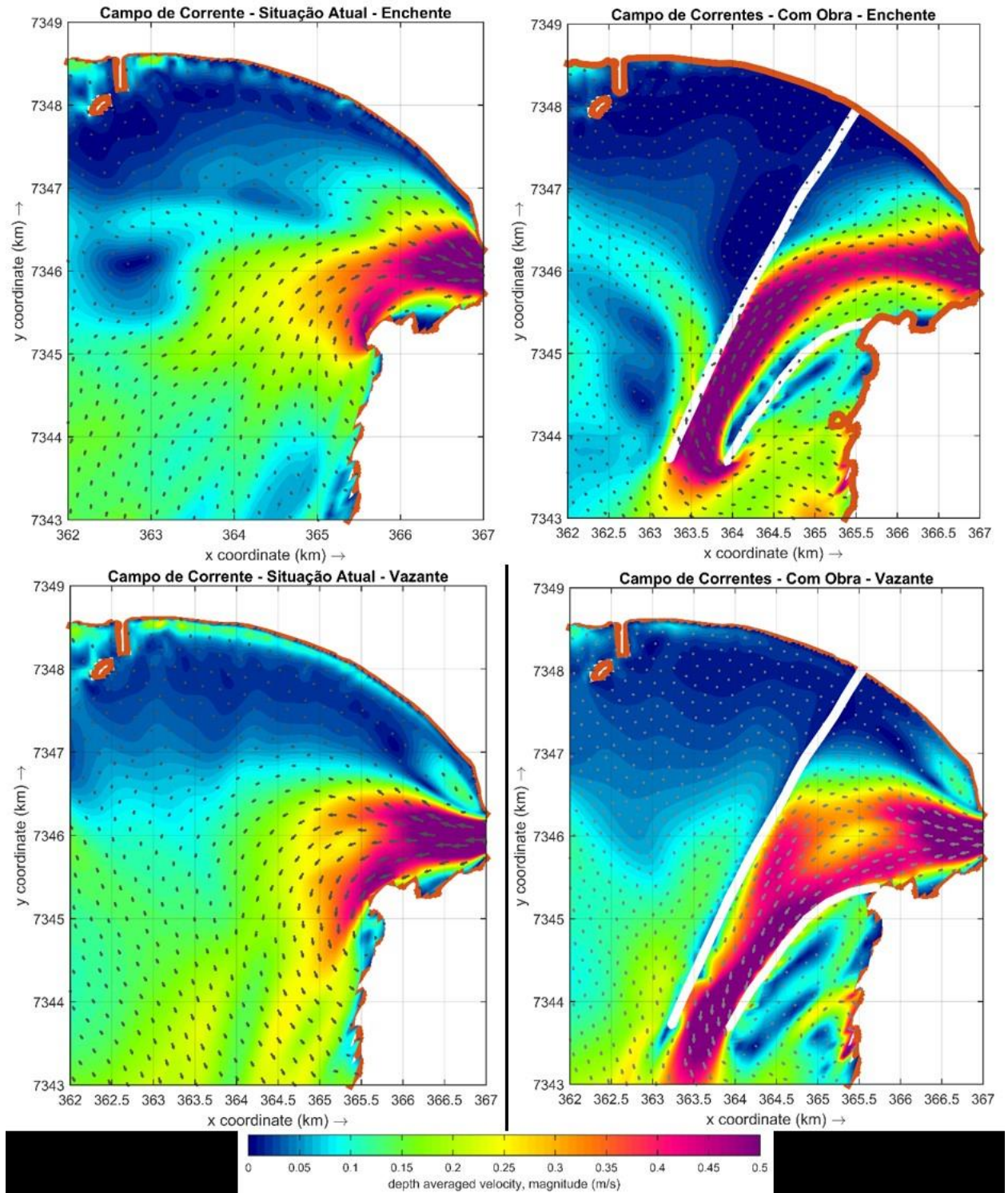


Figura 8-7 – Representação das velocidades de enchente e vazante do Canal da Barra com a presença dos molhes.

## 9 SEÇÕES TRANSVERSAIS

Neste capítulo é apresentada a determinação das seções transversais (cota inicial e cota final) e das dimensões de cada uma. Assim, determinada a profundidade de arrebentação da onda  $H'_o = 7\text{m}$  (onda de projeto cuja determinação foi feita no Trabalho de Formatura 1), foram calculadas as ondas de projeto para cada seção.

As inclinações, pesos dos blocos e espessuras das camadas dos taludes foram então determinados. Para a cota e largura de coroamento, as dimensões do muro defletor (também definido no Trabalho de Formatura I) foram determinadas através do Método de Vera Cruz, apresentado na seção 9.4.

É importante ressaltar que são necessárias seções de transição entre aquelas de enrocamento e aquelas de bloco de concreto, mas esse nível de detalhamento não faz parte do presente estudo.

### 9.1 CARACTERIZAÇÃO DOS TALUDES

#### 9.1.1 Determinação da onda de arrebentação

A seleção da onda de projeto para cada seção deve considerar se a estrutura está sujeita ao ataque de ondas de arrebentação.

O ponto de arrebentação é definido como o ponto em que espuma começa a aparecer na crista da onda, quando a face frontal da onda começa a se tornar vertical ou quando a crista começa a se curvar sobre a face da onda. Tal ponto é intermediário entre os primeiros sinais de instabilidade e a área onde a arrebentação se completa (US ARMY, 1984).

Na Figura 9-1, a profundidade onde a arrebentação se inicia é um valor entre  $d_{b,\max}$  e  $d_{b,\min}$ , sendo  $H_b$  a altura da onda nesse momento.

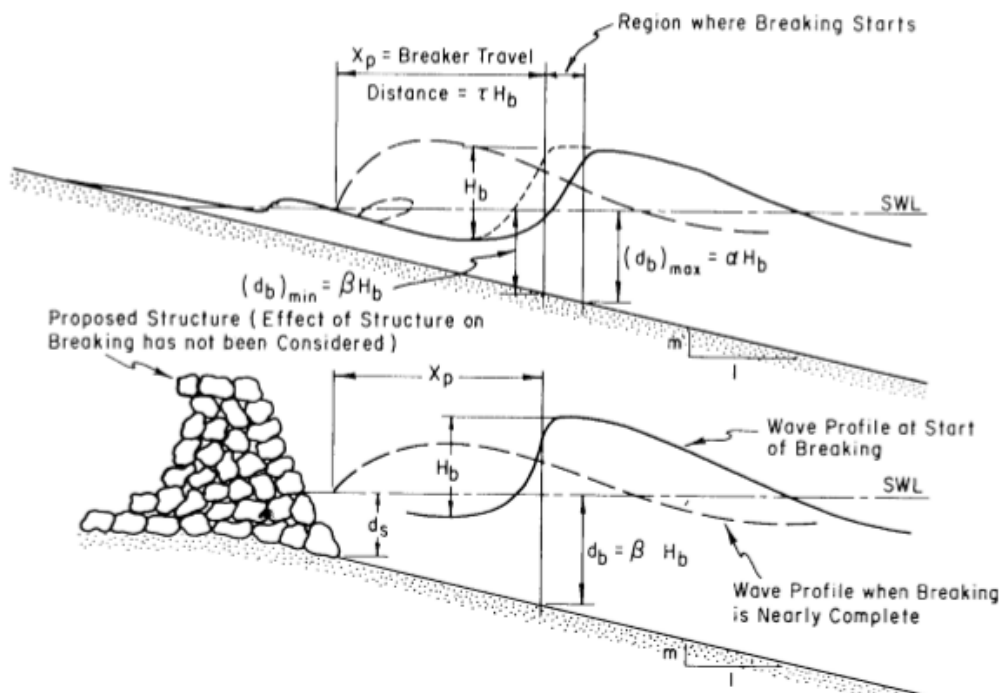


Figura 9-1 – Ilustração das dimensões que envolvem a arrebentação da onda

O gráfico da Figura 9-2 mostra a variação de  $H'_o/gT^2$  com  $H_b$ , em que:

$g$  – aceleração da gravidade;  $g = 9,8m/s^2$

$H'_o$  – onda de projeto em águas profundas como reproduzida em canal de ondas;

$T$  – período da onda em segundos;

Para  $H'_o = 7m$  com  $H'_o/gT^2 = 0,0071$ , resulta que  $H_b/H'_o = 1,025$ , considerando declividade do fundo  $m = 0,02$ .

Assim, a onda que em águas profundas tem altura igual a  $7m$ , arrebenta quando ela atinge a altura  $H_b = 1,025 * 7 = 7,175 m$ .

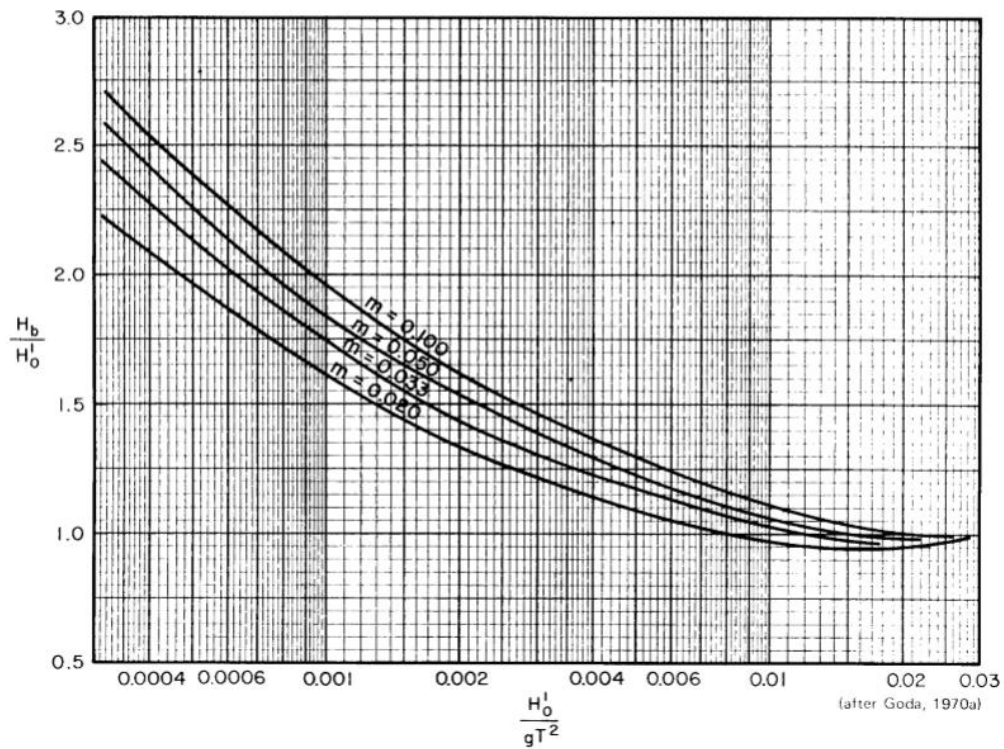


Figura 9-2 – Relação entre razão  $\frac{H_b}{H'_o}$  e  $\frac{H'_o}{gT^2}$

Battjes (1974, apud MASSIE, 1980) propôs um parâmetro de semelhança da arrebenção,  $\xi_o$ , também denominado de número de Iribarren, o qual relaciona as variáveis do processo de arrebenção:

$$\xi_o = \frac{m}{\sqrt{H'_o/L'_o}}$$

$$\gamma = \xi_o^{0,17} + 0,08$$

$$\gamma = \frac{H'_o}{d_b}$$

Sendo:

$m$  – declividade do fundo;

$H'_o$  – onda de projeto em águas profundas, como representada em canal de ondas;

$L'_o$  – comprimento de onda de  $H'_o \rightarrow L'_o = gT^2/2\pi$

$g$  – aceleração da gravidade;  $g = 9,8m/s^2$

$d_b$  – profundidade em que a onda  $H'_o$  arrebenta.

Calcula-se então para  $H'_o = 7m$  com  $T = 10s$  e  $H_b = 7,125$ , a profundidade  $d_b$  em que ocorre a arrebentação, a qual é igual a 9,34m.

As seções transversais são então definidas de modo que uma faixa seja separada em torno dessa profundidade  $d_b$ . No caso, como a sizígia somada à elevação do nível do mar é igual a três metros, entre as cotas -5,0m (DHN) e -7,7m(DHN) resulta a cota média -6,35m(DHN) e, portanto, a profundidade média igual a 9,35m.

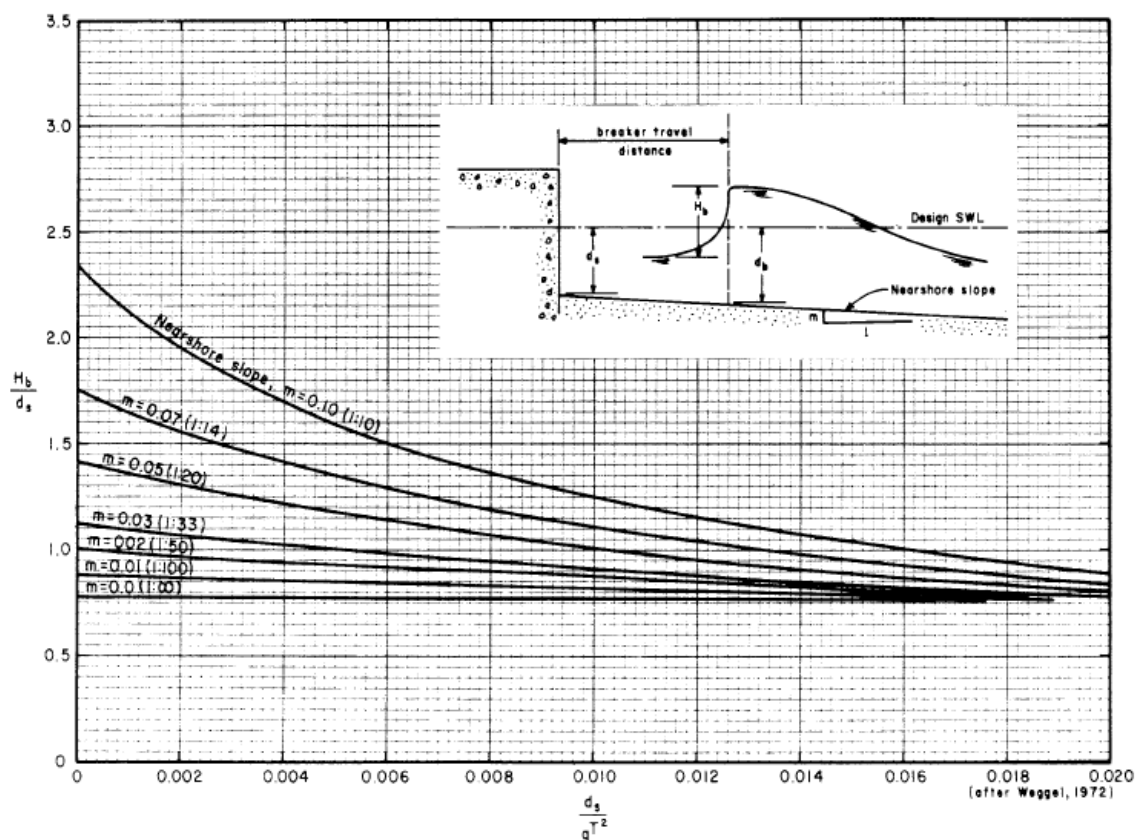
Tabela 9-1 – Molhe Oeste. Cotas DHN e profundidades médias definidas para cada seção.

Molhe Oeste				
Seção	Cota DHN inicial (m)	Cota DHN final (m)	Cota DHN média (m)	ds médio (m)
AO	0,00	-1,00	-0,50	3,50
BO	-1,00	-3,00	-2,00	5,00
CO	-3,00	-5,00	-3,50	6,50
DO	-5,00	-7,70	-6,35	9,35
EO	-7,70	-10,00	-8,85	11,85
FO	-10,00	-13,00	-12,50	14,50
GO	-13,00	-14,00	-13,50	16,50
Cabeço O	-14,00	-14,00	-14,00	17,00

Tabela 9-2 – Molhe Leste. Cotas DHN e profundidades médias definidas para cada seção.

Molhe Leste				
Seção	Cota DHN inicial (m)	Cota DHN final (m)	Cota DHN média (m)	ds médio (m)
AL	0,00	-4,00	-2,00	5,00
BL	-4,00	-6,00	-5,00	8,00
CL	-6,00	-7,05	-6,35	9,35
DL	-7,05	-10,00	-8,50	11,50
EL	-10,00	-12,00	-11,00	14,00
FL	-12,00	-14,00	-13,00	16,00
Cabeço L	-14,00	-14,00	-14,00	17,00

Com o gráfico da Figura 9-3 é possível determinar quais são as alturas  $H_b$  das ondas que arrebatam nas profundidades relacionadas a cada seção. Para as seções que não sofrem o efeito da arrebatção da onda de 7m, é possível calcular quais seriam então as alturas de onda que arrebatariam nelas. Assim, sendo  $d_s$  a profundidade em que a seção está, calcula-se  $\frac{d_s}{gT^2}$  para se obter  $\frac{H_b}{d_s}$  pelo gráfico e consequentemente  $H_b$ .

Figura 9-3 – Relação entre  $d_s/gT^2$  e  $H_b/d_s$

Com a curva correspondente a  $m = 0,02$ , obtém-se os seguintes resultados de  $H_b$  para cada seção:

Tabela 9-3 – Molhe Oeste. Alturas das ondas de arrebentação para cada seção ( $m=0,02$ ).

<b>Molhe Oeste</b>	
<b>Seção</b>	<b>Hb (m)</b>
<b>AO</b>	3,33
<b>BO</b>	4,63
<b>CO</b>	5,85
<b>DO</b>	7,95
<b>EO</b>	10,07
<b>FO</b>	12,69
<b>GO</b>	13,20
<b>Cabeço O</b>	13,60

Tabela 9-4 – Molhe Leste. Alturas das ondas de arrebentação para cada seção ( $m=0,02$ ).

<b>Molhe Leste</b>	
<b>Seção</b>	<b>Hb (m)</b>
<b>AL</b>	4,63
<b>BL</b>	7,20
<b>CL</b>	8,18
<b>DL</b>	9,78
<b>EL</b>	11,55
<b>FL</b>	12,80
<b>Cabeço L</b>	13,60

Para  $m = 0$ , resulta:

Tabela 9-5 – Molhe Oeste. Alturas das ondas de arrebentação para cada seção ( $m=0$ )

Molhe Oeste	
Seção	H <sub>b</sub> (m)
AO	2,71
BO	3,88
CO	5,04
DO	7,25
EO	9,18
FO	11,24
GO	12,79
Cabeço O	13,18

Tabela 9-6 – Molhe Leste. Alturas das ondas de arrebentação para cada seção ( $m=0$ )

Molhe Leste	
Seção	H <sub>b</sub> (m)
AL	3,88
BL	6,20
CL	7,25
DL	8,91
EL	10,85
FL	12,40
Cabeço L	13,18

Para as seções A,B e C do Molhe Oeste e as seções A e B do Molhe Leste, usaremos  $H_b$  correspondente a  $m = 0$ . Tais valores são menores que para o caso em que  $m = 0,02$ , mas já correspondem a um alto coeficiente de segurança.

Constata-se que para o Molhe Oeste as seções E, F, G e cabeço não sofrem os efeitos da arrebentação da onda de 7m, pois a  $H_b$  dessas seções é maior que 7,175m. Analogamente para as seções D, E, F e cabeço do Molhe Leste.

Como se trata de um método gráfico para um fenômeno complexo, não são esperados resultados exatos, assim como se pode ver para a seção D do Molhe Oeste (C, para o Leste): é calculado uma  $H_b$  igual a 7,95m no caso de  $m = 0,02$ . Sendo que a seção D é a seção em que a onda  $H_b = 7,175m$  arrebenta, considerando  $m = 0,02$  no gráfico da Figura 9-2. Entretanto, para esse caso, a diferença não foi discrepante, representando 11% de variação. O valor  $H_b = 7,175m$  está ainda mais próximo dos valores calculados ao se considerar  $m = 0$ .

Para o Molhe Oeste, as alturas de onda para o dimensionamento do talude externo das seções A, B e C serão as alturas  $H_b$ . Para a seção D será a onda de 7,175m e para as seções E, F, G e cabeço será a altura  $H'_o = 7m$ .

Tabela 9-7 – Molhe Oeste. Aturas de onda em metros usadas no cálculo para peso dos blocos

<b>Molhe Oeste</b>	<b>Altura de onda (m) para determinação do peso dos blocos</b>
<b>Seção AO</b>	2,71
<b>Seção BO</b>	3,88
<b>Seção CO</b>	5,04
<b>Seção DO</b>	7,175
<b>Seção EO</b>	7,00
<b>Seção FO</b>	7,00
<b>Seção GO</b>	7,00
<b>Seção Cabeço O</b>	7,00

Para o Molhe Leste, resultam as alturas na Tabela 9-8 :

Tabela 9-8 – Molhe Leste. Aturas de onda em metros usadas no cálculo para peso dos blocos

<b>Molhe Leste</b>	<b>Altura de onda (m) para determinação do peso dos blocos</b>
<b>Seção AL</b>	3,88
<b>Seção BL</b>	6,20
<b>Seção CL</b>	7,125
<b>Seção DL</b>	7,00
<b>Seção EL</b>	7,00
<b>Seção FL</b>	7,00
<b>Seção GL</b>	7,00
<b>Seção Cabeço L</b>	7,00

### 9.1.2 Talude externo

Os cálculos de estabilidade hidráulica da armadura foram realizados com a clássica fórmula de Hudson, de acordo com o Shore Protection Manual (1984):

$$P = \frac{\rho_a H_s^3}{K_D \left( \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot g(\alpha)}$$

Onde:

$P$  – Peso unitário de cada bloco da armadura (tf);

$H_s$  – Altura da onda significativa para a seção(m);

$\rho_a$  – Peso específico do material da armadura (tf/m<sup>3</sup>);  $\rho_a = 2,65 \text{ tf/m}^3$  (enrocamento);  $\rho_a = 2,40 \text{ tf/m}^3$  (concreto);

$\rho_w$  – Peso específico da água salgada (tf/m<sup>3</sup>);  $\rho_w = 1,025 \text{ tf/m}^3$ ;

$K_D$  – Coeficiente de estabilidade hidráulica (ver Tabela 9-9);

$\alpha$  – Inclinação do talude da armadura.

A tabela dos coeficientes de K de acordo com US Army (1984) é apresentada de forma simplificada:

Tabela 9-9 – Valores de K

Enrocamento			Corpo da estrutura		Cabeço da estrutura		
Unidades de armadura	Quantidade de camadas	Colocação	K		K		Cot(e)
			Onda arrebatando	Onda não arrebatando	Onda arrebatando	Onda não arrebatando	
Liso e arredondado	2	Aleatória	1,2	2,4	1,1	1,9	1,5 a 3
Liso e arredondado	>3	Aleatória	1,6	3,2	1,4	2,3	
Rugoso e angular	1	Aleatória		2,9		2,3	
Rugoso e angular	2	Aleatória			1,9	3,2	1,5
			2	4	1,6	2,8	2
					1,3	2,3	3
Rugoso e angular	>3	Especial	2,2	4,5	2,1	4,2	
Rugoso e angular	2	Especial	5,8	7	5,3	6,4	

## 9.1.2.1 Armadura

A fórmula de Hudson foi aplicada para cada seção, considerando inicialmente armadura com enrocamento. Para ondas maiores que quatro metros, resulta um peso maior que 10,8tf que é o maior bloco da pedreira de Monguaguá, assim para esses casos, foi então calculado o peso do bloco de concreto Accropode II, bloco selecionado e justificado no Trabalho de Formatura 1.

- Armadura com enrocamento

Para o Molhe Oeste, as seções com armadura de enrocamento são as seções AO e BO, ambas com talude 2:1 e  $K_D = 2$  (bloco rugoso angular, colocado de forma aleatória, onda arrebatando). Na Tabela 9-10 os valores dos pesos calculados:

Tabela 9-10 – Molhe Oeste; Talude Externo. Peso dos blocos de enrocamento das armaduras das seções AO e BO

Talude externo - Molhe Oeste					
Seção	Armadura - Enrocamento				
	Arrebentação?	Hb	K	cotg( $\alpha$ )	P (tf)
AO	sim	2,71	2	2	3,31
BO	sim	3,88	2	2	9,71

Para o Molhe Leste, o enrocamento na armadura do talude externo é só para a seção AL:

Tabela 9-11 – Molhe Leste; Talude Externo. Peso dos blocos de enrocamento das armaduras da seção AL

Talude externo - Molhe Leste					
Seção	Armadura - Enrocamento				
	Arrebentação?	Hb	K	cotg( $\alpha$ )	P (tf)
AL	sim	3,88	2	2	9,71

- Armadura com blocos de concreto

Para o cálculo do peso dos blocos de concreto foi usada a calculadora online da CLI (CONCRETE LAYER INNOVATIONS, 2017), fabricante dos mesmos. Tal calculadora mostra o volume do bloco calculado e sugere o volume padrão mais apropriado, além de fornecer também o peso dos blocos para a subcapa e as espessuras das camadas. Os cálculos para peso são feitos com a fórmula de Hudson também.

Na Tabela 9-12 e na Tabela 9-13 os volumes e pesos calculados e os adotados:

Tabela 9-12 – Molhe Oeste; Talude Externo. Peso dos blocos de concreto das armaduras das seções CO, DO ,EO, FO, GO e cabeça O.

Talude externo -Molhe Oeste								
Seção	Armadura- Accropode II - Calculadora CLI						Armadura Accropode II - Adotado	
	arrebentaçã o?	Hb	KD	cotg( $\alpha$ )	P (tf)	Volume (m³)	Volume (m³)	P (tf)
CO	sim	5,04	16	1,333	6,55	2,73	3,0	7,20
DO	sim	7,175	16	1,333	18,8 9	7,87	8,0	19,2 0
EO	não	5	16	1,333	15,9 8	6,66	8,0	19,2 0
FO	não	7	16	1,333	15,9 8	6,66	8,0	19,2 0
GO	não	7	16	1,333	15,9 8	6,66	8,0	19,2 0
Cabeço O	não	7	12, 3	1,333	20,7 8	8,66	10,0	24,0 0

Tabela 9-13 – Molhe Leste; Talude Externo. Peso dos blocos de concreto das armaduras das seções BL, CL, DL ,EL, FL, GL e cabeça L.

Talude externo -Molhe Leste								
Seção	Armadura- Accropode II - Calculadora CLI						Armadura Accropode II - Adotado	
	arrebentação?	Hb	KD	cotg( $\alpha$ )	P (tf)	Volume (m³)	Volume (m³)	P (tf)
BL	sim	6,20	16	1,333	11,35	4,73	6,0	15,00
CL	sim	7,175	16	1,333	18,89	7,87	8,0	19,20
DL	não	5	16	1,333	15,98	6,66	8,0	19,20
EL	não	7	16	1,333	15,98	6,66	8,0	19,20
FL	não	7	16	1,333	15,98	6,66	8,0	19,20
Cabeço O	não	7	12,3	1,333	20,78	8,66	10,0	24,00

### 9.1.3 Difração

A difração de ondas de água é um fenômeno em que a energia é transferida lateralmente ao longo de uma crista de onda. É mais notável onde um trem de ondas é interrompido por uma barreira como um quebra-mar (Figura 9-4) ou pequena ilha.

O cálculo dos efeitos de difração é importante por vários motivos. A distribuição da altura da onda em um porto ou uma baía protegida é determinada, em certa medida, pelas características de difração tanto das estruturas naturais como artificiais que proporcionam proteção contra ondas incidentes. Portanto, um conhecimento do processo de difração é essencial no planejamento dessas instalações.

O arranjo geral e a localização adequada das entradas do porto, para reduzir problemas como a sedimentação do canal de acesso também exigem um conhecimento dos efeitos da difração das ondas. A predição das alturas das ondas perto da costa é afetada pela difração. Uma fotografia aérea que ilustra a difração de ondas por um quebra-mar é mostrada na Figura 9-5.

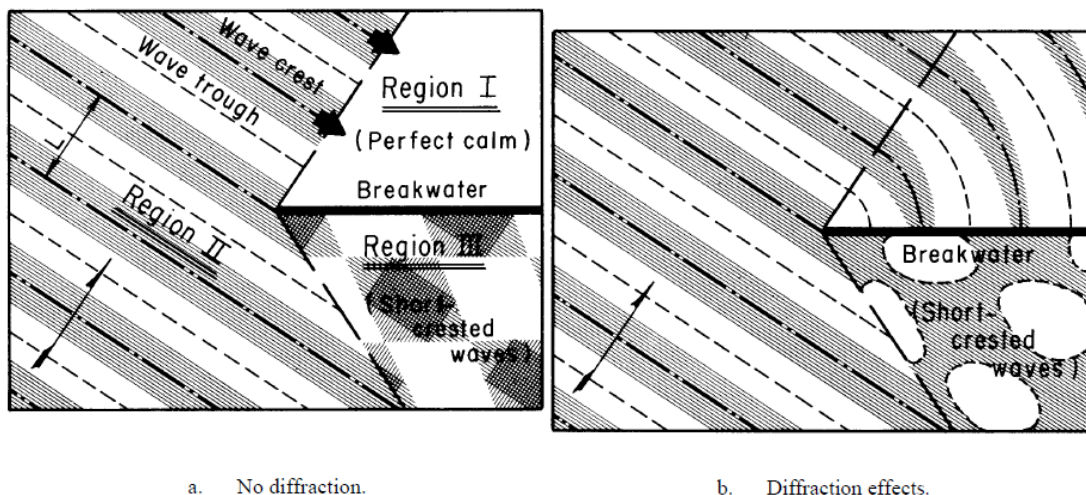


Figura 9-4 – Exemplo de situação com difração e sem difração.



Figura 9-5 – Al Mina'ash Sharqiyah - Província de Alexandria, Egito.

Para o cálculo do peso dos blocos no talude interno dos molhes é necessário fazer a consideração da difração das ondas, pois a altura da onda que incide nos taludes internos é menor.

Consideraremos, para efeitos de cálculo, que os dois molhes estão paralelos e o ataque das ondas é praticamente frontal, assim podemos aproximar para o caso de ondas passando por uma brecha, podendo então utilizar os diagramas de Johnson (1972)<sup>6</sup>, contidos no Shore Protection Manual (US ARMY, 1984), para calcular os coeficientes de difração para cada trecho interno dos molhes. Calcula-se então o comprimento da onda com a fórmula abaixo, simplificação de Eckart para águas intermediárias ( $h < L/2$ ):

$$L = \frac{gT}{\omega} \sqrt{\tanh\left(\frac{\omega^2 h}{g}\right)}$$

---

<sup>6</sup> Shore protection (US ARMY, 1984) pg 2-98

O valor para o comprimento de onda obtido é  $L = 111,55m$ . A distância entre as cotas de coroamento dos cabeços dos molhes é de aproximadamente 280 metros, porém podemos aproximar o formato trapezoidal do canal junto aos molhes, a um formato retangular com largura de aproximadamente 260 metros. Usaremos tal valor para a consideração da brecha, assim o diagrama que mais se aproxima das considerações feitas é o diagrama de  $B = 2,5L$  (Figura 9-6), pois o valor 260 está próximo de  $2,5 * 11,5 = 278,75m$

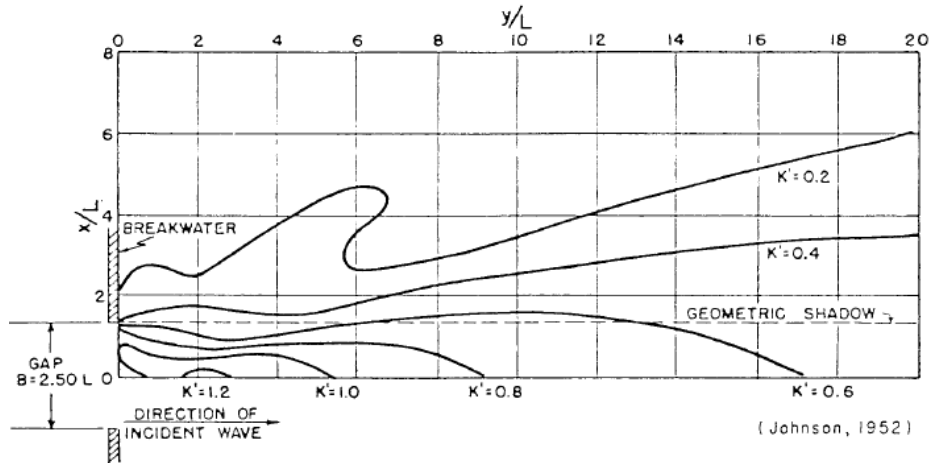


Figura 9-6 – Coeficientes de difração para  $B=2,5L$ .

Fazendo a sobreposição da planta simplificada da estrutura com o diagrama na escala ajustada (Figura 9-7), podemos encontrar os valores do coeficiente de difração. Porém, como pode ser visto, o diagrama não é o suficiente para caracterização dos coeficientes de todas as seções dos molhes. Assim, extrapolamos os valores obtidos nas primeiras seções de modo a considerá-los a favor da segurança.

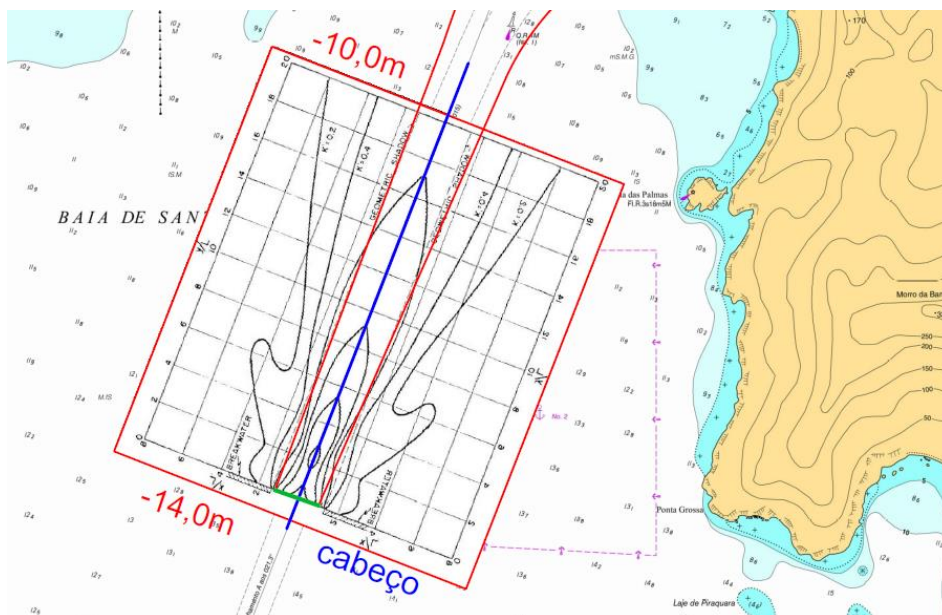


Figura 9-7- Diagrama de Johnson sobreposto ao croqui dos maciços sobre a carta náutica da Parte Sul do Porto de Santos.

Tabela 9-14 – Coeficientes de difração para seções do Molhe Oeste

Seção	Coeficiente de Difração
AO	0,3
BO	0,3
CO	0,4
DO	0,4
EO	0,5
FO	0,5
GO	0,5

Tabela 9-15 – Coeficientes de difração para seções do Molhe Leste

Seção	Coeficiente de Difração
AL	0,3
BL	0,4
CL	0,5
DL	0,5
EL	0,5
FL	0,5

#### 9.1.4 Talude interno

Com os coeficientes de difração obtidos no item 9.1.3 e as alturas de onda já calculadas, a fórmula de Hudson é então utilizada para obter os pesos dos blocos da armadura necessários para a estabilidade do maciço.

O coeficiente K é igual a 4 pois a onda não arrebenta no talude interno. As inclinações dos taludes externos correspondentes foram mantidas.

Na

Tabela 9-16 são mostrados os resultados para o Molhe Oeste e na Tabela 9-17 os resultados para o Leste.

Tabela 9-16 – Molhe Oeste. Peso dos blocos de enrocamento das armaduras internas.

Seção	Molhe Oeste - Talude interno			
	Difração	K	i	P (enrocamento armadura) - tf
AO	0,3	4	2	0,04
BO	0,3	4	2	0,13
CO	0,4	4	1,333	1,02
DO	0,4	4	1,333	2,95

<b>EO</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>FO</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>GO</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>Cabeço O</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>

Tabela 9-17 – Molhe Leste. Peso dos blocos de enrocamento das armaduras internas.

Seção	Molhe Leste - Talude interno			
	Difração	K	i	P (enrocamento armadura) - tf
<b>AL</b>	<b>0,3</b>	4	2	0,13
<b>BL</b>	<b>0,4</b>	4	2	1,27
<b>CL</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,93
<b>DL</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>EL</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>FL</b>	<b>0,5</b>	4	1,333	5,35
<b>Cabeço L</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>	<b>talude externo=interno</b>

## 9.2 CARACTERIZAÇÃO DAS CAMADAS

Para as armaduras e subcapas de enrocamento, as espessuras foram calculadas considerando a aproximação da aresta de cada bloco, assim a espessura é igual a  $n$  que representa a quantidade de camadas, multiplicado pela aresta estimada:

$$e = n * a = n * \sqrt[3]{\frac{P}{\gamma_s}}$$

Onde  $P$  é o peso do bloco e  $\gamma_s$  é o peso específico do material, no caso 2,65 tf/m<sup>3</sup>. Para a armadura de enrocamento e subcapas foram adotadas duas camadas ( $n = 2$ ).

Já para os blocos de concreto, os valores das espessuras tanto da armadura como da subcapa são dados pela calculadora da CLI.

### 9.2.1 Armadura de enrocamento

Nas tabelas são apresentados os resultados obtidos:

- Molhe Oeste

Tabela 9-18 – Molhe Oeste, talude externo. Espessuras para as armaduras de enrocamento

Molhe Oeste, Talude Externo - Armadura enrocamento				
Seção	P (tf)	aresta bloco P (m)	espessura (m)	espessura adotada (m)
AO	3,31	1,077	2,154	2,15
BO	9,71	1,542	3,084	3,10

Tabela 9-19 – Molhe Oeste, talude interno. Espessuras para as armaduras internas de enrocamento

Molhe Oeste, Talude Interno - Armadura enrocamento				
Seção	P (kgf)	aresta bloco P (m)	espessura (m)	espessura adotada (m)
AO	45	0,256	0,513	0,50
BO	131	0,367	0,734	0,75
CO	1022	0,728	1,456	1,5
DO	2948	1,036	2,072	2,10
EO	5346	1,264	2,527	2,55
FO	5346	1,264	2,527	2,55
GO	5346	1,264	2,527	2,55
Cabeço O	talude externo=interno	talude externo=interno	talude externo=interno	talude externo=interno

- Molhe Leste

Tabela 9-20 – Molhe Leste, talude externo. Espessuras para as armaduras de enrocamento

Molhe Leste, Talude Externo - Armadura enrocamento				
Seção	P (tf)	aresta bloco P (m)	espessura (m)	espessura adotada (m)
AL	9,67	1,54	3,08	3,1

Tabela 9-21 – Molhe Leste, talude interno. Espessuras para as armaduras internas de enrocamento

<b>Molhe Leste, Talude interno - Armadura enrocamento</b>				
<b>Seção</b>	<b>P (tf)</b>	<b>aresta bloco P (m)</b>	<b>espessura (m)</b>	<b>espessura adotada (m)</b>
<b>AL</b>	0,131	0,367	0,733	0,75
<b>BL</b>	1,268	0,782	1,564	1,6
<b>CL</b>	5,931	1,308	2,616	2,65
<b>DL</b>	5,346	1,264	2,527	2,55
<b>EL</b>	5,346	1,264	2,527	2,55
<b>FL</b>	5,350	1,264	2,528	2,55
<b>Cabeço L</b>	talude interno=externo	talude interno=externo	talude interno=externo	talude interno=externo

### 9.2.2 Armadura de Accropode II

- Molhe Oeste

Tabela 9-22 – Molhe Oeste, talude externo. Espessuras para as armaduras de Accropode II

<b>Molhe Oeste, Talude Externo – Armadura Accropode II</b>		
<b>Seção</b>	<b>P(tf)</b>	<b>Espessura (m)</b>
<b>CO</b>	7,20	1,95
<b>DO</b>	19,20	2,71
<b>EO</b>	19,20	2,71
<b>FO</b>	19,20	2,71
<b>GO</b>	19,20	2,71
<b>Cabeço O</b>	24,00	2,92

- Molhe Leste

Tabela 9-23 – Molhe Leste, talude externo. Espessuras para as armaduras de Accropode II

<b>Molhe Leste, Talude Externo – Armadura Accropode II</b>		
<b>Seção</b>	<b>P(tf)</b>	<b>Espessura (m)</b>
<b>BL</b>	15,0	2,46
<b>CL</b>	19,20	2,71
<b>DL</b>	19,20	2,71
<b>EL</b>	19,20	2,71
<b>FL</b>	19,20	2,71
<b>Cabeço L</b>	24,00	2,92

### 9.2.3 Subcapa de enrocamento

Para as subcapas das seções cujas armaduras são de enrocamento, são calculadas as faixas de peso considerando  $(P/10)*1,3$  o máximo e  $(P/15)*0,7$  o mínimo. A espessura é dada pela aresta do bloco  $(P/10)*1,3$ . A multiplicação por 0,7 e 1,3 trata-se de uma percentagem de redução do peso nos blocos menores e aumento nos maiores, respectivamente, para obter uma granulometria mais bem graduada, de modo diminuir o índice de vazios, reduzindo a porosidade.

Para as das seções com armadura em Accropodes, os valores são dados pela calculadora CLI.

- Molhe Oeste

Tabela 9-24 – Molhe Oeste, talude externo. Espessuras para as subcapas externas das seções AO e BO

Molhe Oeste, Talude Externo – Subcapa de enrocamento					
Seção	$(P/10)*1,3(tf)$	$(P/15)*0,7(tf)$	aresta bloco P/10 (m)	Espessura (m)	Espessura adotada (m)
AO	0,430	0,154	0,546	1,091	1,1
BO	1,263	0,453	0,781	1,562	1,6

Tabela 9-25 – Molhe Oeste, talude externo. Espessuras para as subcapas externas das seções GO a cabeça

Molhe Oeste , Talude externo – Subcapa de enrocamento				
Seção	Pmin (tf)	Pmax (tf)	faixa de espessura (m)	espessura adotada (m)
CO	0,5	1	1,18-1,51	1,35
DO	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
EO	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
FO	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
GO	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
Cabeço O	1,68	3,36	1,77-2,26	2,02

Tabela 9-26 – Molhe Oeste, talude interno. Espessuras para as subcapas internas das seções.

Molhe Oeste, Talude interno – Subcapa de enrocamento					
Seção	(P/10)*1,3 (kgf)	(P/15)*0,7 (kgf)	aresta bloco P/10 (m)	Espessura (m)	Espessura adotada (m)
AO	6	2	0,130	0,260	0,3
BO	17	6	0,186	0,372	0,4
CO	133	48	0,369	0,737	0,75
DO	383	138	0,525	1,050	1,1
EO	695	249	0,640	1,280	1,3
FO	695	249	0,640	1,280	1,3
GO	695	249	0,640	1,280	1,3
<b>Cabeço O</b>	talude externo=inter no	talude externo=inter no	talude externo=inter no	talude externo=inter no	talude externo=interno

- Molhe Leste

Tabela 9-27 – Molhe Leste, talude externo. Espessuras para as subcapas da seção AL

Molhe Leste, Talude Externo – Subcapa de enrocamento					
Seção	(P/10) *1,3(tf)	(P/15)*0,7 (tf)	aresta bloco P/10 (m)	Espessura (m)	Espessura adotada (m)
AL	1,26	0,45	0,78	1,56	1,60

Tabela 9-28 – Molhe Leste, talude externo. Espessuras para as subcapas da seções BL a cabeço L

Molhe Leste , Talude externo – Subcapa de enrocamento				
Seção	Pmin (tf)	Pmax (tf)	faixa de espessura (m)	espessura adotada (m)
BL	1	2	1,49-1,91	1,70
CL	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
DL	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
EL	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
FL	1,34	2,69	1,64-2,1	1,87
<b>Cabeço L</b>	1,68	3,36	1,77-2,26	2,02

Tabela 9-29 – Molhe Leste, talude interno. Espessuras para as subcapas da seções AL a cabeça L

Molhe Leste, Talude interno – Subcapa de enrocamento					
Seção	$(P/10)*1,3$ (kgf)	$(P/15)*0,7$ (kgf)	aresta bloco P/10 (m)	Espessura (m)	Espessura adotada (m)
AL	17	6	0,186	0,371	0,4
BL	165	59	0,396	0,792	0,8
CL	771	277	0,663	1,325	1,35
DL	695	249	0,640	1,280	1,3
EL	695	249	0,640	1,280	1,3
FL	696	250	0,640	1,281	1,3
<b>Cabeço L</b>	Talude interno=externo	Talude interno=externo	Talude interno=externo	Talude interno=externo	Talude interno=externo

#### 9.2.4 Núcleo

Os pesos das faixas de enrocamento são definidos como de  $(P/200)*1,7$  a  $(P/6000)*0,3$ , sendo P o peso do bloco da armadura externa. O peso mínimo foi limitado a 0,5kg.

- Molhe Oeste

Tabela 9-30 – Molhe Oeste. Faixas de peso para Núcleo de cada seção.

Molhe Oeste – Núcleo		
Seção	$(P/200)*1,7$ (kgf)	$(P/6000)*0,3$ (kgf)
AO	28	0,5
BO	83	0,5
CO	61	0,4
EO	163	1,0
DO	163	1,0
FO	163	1,0
GO	163	1,0
<b>Cabeço O</b>	204	1,2

- Molhe Leste

Tabela 9-31 – Molhe Oeste. Faixas de peso para Núcleo de cada seção.

<b>Molhe Leste – Núcleo</b>		
<b>Seção</b>	<b>(P/200)*1,7 (kgf)</b>	<b>(P/6000 )*0,3(kgf)</b>
<b>AL</b>	82	0,5
<b>BL</b>	128	0,8
<b>CL</b>	163	1,0
<b>DL</b>	163	1,0
<b>EL</b>	163	1,0
<b>FL</b>	163	1,0
<b>Cabeço L</b>	204	1,2

### 9.3 FAIXA DE PESOS

Com os resultados obtidos, os pesos dos blocos de enrocamento da armadura, bem como as faixas da subcapa e do núcleo foram agrupados entre intervalos em comum ou parecidos, para facilitar o cálculo do volume total.

Os blocos de Accropode foram agrupados de acordo com o volume do bloco unitário.

Tabela 9-32 – Faixas de pesos das camadas e seções contribuintes de cada molhe

CAMADA	FAIXAS	SEÇÕES	
		MOLHE OESTE	MOLHE LESTE
ARMADURA INTERNA ENROCAMENTO	40kgf	AO	-
	130kgf	BO	AL
	1,02tf	CO	-
	1,3tf	-	BL
	2,95tf	DO	-
	5,35tf	EO,FO,GO	DL, EL, FL
	5,95tf	-	CL
ARMADURA INTERNA ACCROPODE II	10m <sup>3</sup>	CABEÇO O	CABEÇO L
ARMADURA EXTERNA ENROCAMENTO	3,3tf	AO	-
	9,7tf	BO	AL
ARMADURA EXTERNA ACCROPODE II	3m <sup>3</sup>	CO	-
	6m <sup>3</sup>	-	BL
	8m <sup>3</sup>	DO,EO,FO,GO	CL,DL,EL,FL
	10m <sup>3</sup>	CABEÇO O	CABEÇO L
SUBCAPA INTERNA	2kgf a 165kgf	AO, BO,CO	AL, BL
	135kgf a 775kgf	DO,EO,FO,GO	CL,DL,EL,FL
	1,7tf a 3,4tf	CABEÇO O	CABEÇO L
SUBCAPA EXTERNA	155kgf a 435kgf	AO	-
	450 kgf a 1,3tf	BO, CO	AL
	1,0tf a 2,7tf	DO,EO,FO,GO	BL , CL,DL, EL, FL
	1,7tf a 3,4tf	CABEÇO O	CABEÇO L
NÚCLEO	0,5kgf a 28kgf	AO	
	0,5kgf a 83kgf	BO,CO	AL
	0,8kgf a 163kgf	EO,DO,FO,GO	BL, CL,DL,EL,FL
	1,2kgf a 205kgf	CABEÇO O	CABEÇO L

#### 9.4 MURO DEFLETOR E COTA DE COROAMENTO

Para diminuir a altura de coroamento do talude, e dessa forma diminuir o volume total de enrocamento, a solução com um muro defletor foi adotada.

Os muros defletores, também chamados de muros-cortinas, têm como função refletir melhor a onda incidente e então amortecer a energia que é transmitida à face interior do talude.

Quando há galgamento (em inglês, overtopping) a onda sobe até a cota máxima do muro e invade a face do tardo do mesmo. Assim, tal fenômeno é caracterizado pela vazão com que isso acontece. Assim, para o dimensionamento de estruturas marítimas, a taxa de overtopping ( $q$ ) é um critério de estabilidade. Para a condição extrema (período de retorno de 100 anos), existem os seguintes critérios de acordo com cada recomendação.

$q < 20$  a  $50 \text{ L/s/m}$  – Coastal Engineering Manual (2002);

$q < 20$  a  $60 \text{ L/s/m}$  - Rock Manual (2007);

$q < 50$  a  $200 \text{ L/s/m}$  – Eurotop (2016).

Nos itens a seguir, apresenta-se o dimensionamento com a equação dada por US Army (2003) (considerando uma taxa de galgamento máxima de  $20 \text{ L/s}$ ) e em seguida pelo método de Vera Cruz (mais conservador, considerando que não haverá nenhum galgamento). Como não há como avaliar a taxa por esse método, os cálculos foram feitos para galgamento zero.

Assim, o resultado de Vera Cruz, que é a favor da segurança, pode ser modificado de forma a permitir taxas de galgamento maiores, visto que nas seções mais profundas o galgamento não seria um problema como é para as mais rasas.

##### 9.4.1 Recomendações do Coastal Engineering Manual (CEM)

No capítulo V de US Army (2003), Fundamentals of design, orienta-se que muros curvos (Figura 9-8, e) podem ser boas soluções para diminuir a taxa de galgamento, entretanto só há equações para o dimensionamento de muros verticais (Figura 9-8, c).

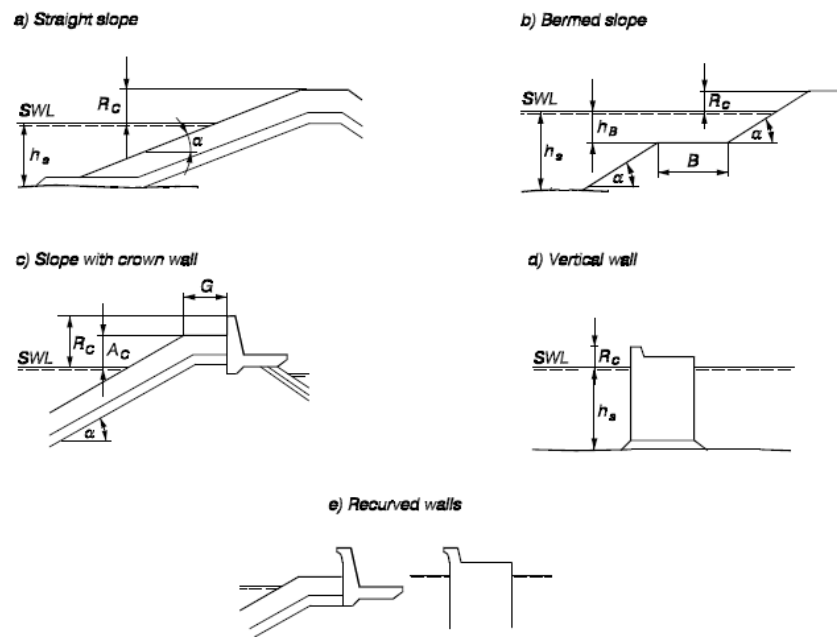


Figura 9-8 – Diferentes perfis de taludes

Para a determinação de  $R_c$  (altura entre o nível d'água e a cota de coroamento do muro) do perfil c da Figura 9-8, dispõe-se da seguinte equação determinada por Bradbury e Allsop (1988):

$$\frac{q}{g * H * T_{om}} = a * \left[ \left( \frac{R_c}{H} \right)^2 * \sqrt{\frac{s_{om}}{2\pi}} \right]^{-b}$$

Em que:

$q$  – Taxa de galgamento admissível;

$g$  – Aceleração da gravidade ( $9,81m/s^2$ );

$H$  – Altura de onda de projeto;

$T_{om}$  – Período de onda médio;

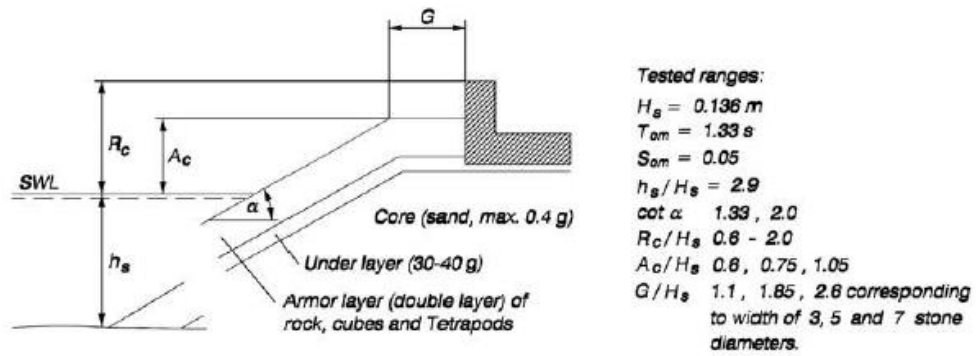
$s_{om}$  – ‘declividade’ da onda (altura dividida pelo comprimento de onda)

$$s_{om} = 2\pi \frac{H}{g * T_{om}^2}$$

$a, b$  – Coeficientes que dependem da inclinação  $i$  do talude, do tipo de material da armadura e da relação entre a largura da armadura na crista e a altura de onda  $H$ .

Os coeficientes mais adequados para o dimensionamento em questão são aqueles determinados por Aminti e Franco (1988) (ver Figura 9-9), pois consideram o uso de blocos de concreto tetrápodos. Na época ainda não existiam os blocos mais modernos como o Accropode e o Core-loc.

Assim, determinando-se  $R_c$ , as dimensões  $A_c$  e  $G$  (ver Figura 9-9) são obtidas pela relação entre os parâmetros adotados no modelo.



ARMOR	$\cot$	$G/H_s$	$a \cdot 10^8$	$b$
ROCK	2.00	1.10	17	2.41
		1.85	19	2.30
		2.60	2.3	2.68
	1.33	1.10	5.0	3.10
		1.85	6.8	2.65
		2.60	3.1	2.69
CUBES	2.00	1.10	8.3	2.64
		1.85	15	2.43
		2.60	84	2.38
	1.33	1.10	62	2.20
		1.85	17	2.42
		2.60	1.9	2.82
TETRAPODS	2.00	1.10	1.9	3.08
		1.85	1.3	3.80
		2.60	1.1	2.86
	1.33	1.10	5.6	2.81
		1.85	1.7	3.02

Figura 9-9 – Coeficientes de Aminti e Franco

### 9.4.2 Método de Vera Cruz

Em Portugal, na década de 1970, o uso dessa estrutura já era bastante difundido, assim o Engenheiro Vera-Cruz do Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa liderou experimentos para estudar os parâmetros do muro que têm influência no galgamento das ondas (VERA-CRUZ, 1972).

Foram feitos experimentos com modelos reduzidos de quatro tipos diferentes de muros: um com parede vertical (M – V) e três com diferentes curvaturas (M – C, M – C<sub>a</sub> e M – C<sub>b</sub>), como é mostrado na Figura 9-10:

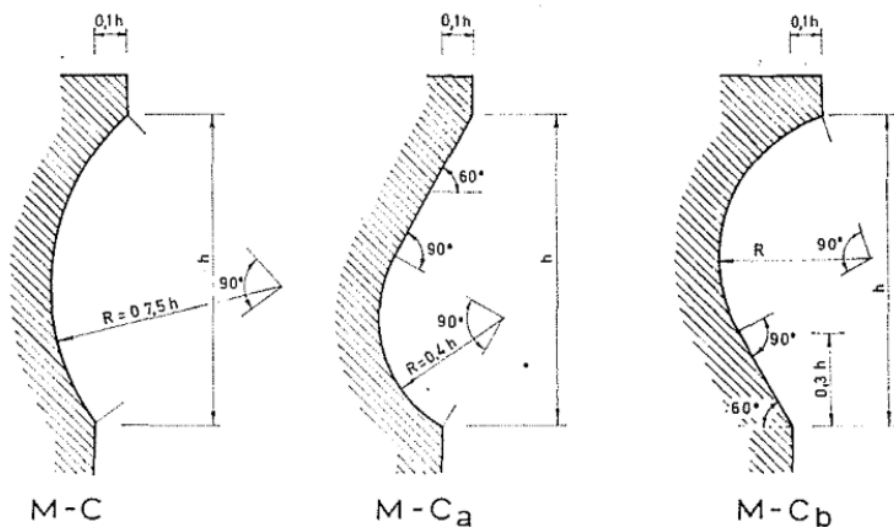


Figura 9-10 – Diferentes curvaturas para os muros

A Figura 9-11 mostra um perfil geral de um talude com muro defletor e seus principais parâmetros.

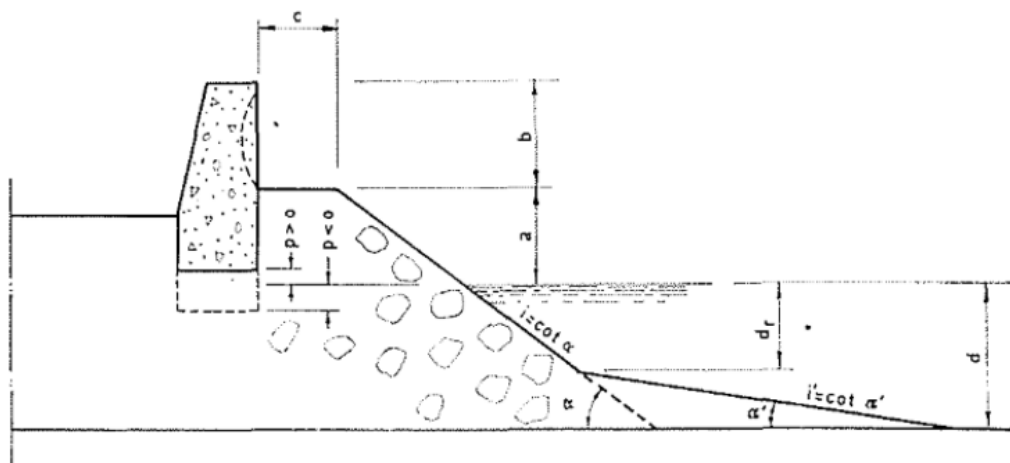


Figura 9-11 – Principais parâmetros geométricos de um talude com muro defletor (VERA-CRUZ, 1972).

O objetivo dos ensaios foi medir para uma profundidade  $d$ , a altura de onda  $H$  a partir da qual há o início do galgamento para um determinado perfil. Assim, o objetivo era determinar a relação:

$$H = f(a, b, c, p, i, M, B, I, i', d_r, T)$$

Em que:

$d$  – Altura d'água sobre o fundo horizontal;

$H$  – Altura de onda para a qual há início do galgamento;

$M$  – Geometria da face exposta do muro:  $M - V$ ,  $M - C$ ,  $M - C_a$  ou  $M - C_b$ ;

$B$  – Forma dos blocos do talude;

$I$  – Permeabilidade do maciço;

$T$  – Período da onda;

$a$  – Elevação da cota máxima do talude acima do nível d'água em repouso;

$b$  – Elevação do topo do muro acima da cota máxima do talude;

$c$  – Largura da camada da armadura na crista;

$p$  – Nível da base do muro relativo ao nível d'água;

$i$  – Inclinação do talude;

$i'$  – Inclinação do fundo;

$d_r$  – Altura d'água sobre o pé do talude.

Sobre o nível  $p$  da base do muro em relação ao nível d'água, os resultados não revelaram grandes diferenças entre os valores  $p \leq 0$ . Para os valores  $p > 0$ , constatou-se um retardo no início do galgamento para  $p/a > 0,3$ . Os resultados apresentados pelo estudo se referem ao caso mais desfavorável, que propicia maior galgamento,  $p \leq 0$ .

As condições experimentais tiveram limitações, por exemplo, a influência da forma  $B$  dos blocos não foi avaliada, nem a permeabilidade  $I$  do maciço. Como os ensaios não foram feitos com blocos artificiais de concreto, seria preciso ainda verificar a validade das equações para esse caso. Foi feita somente uma comparação com resultados reais de maciços com tetrápodes e nesse caso houve uma concordância aceitável.

Após uma transformação das expressões obtidas com os ensaios, chegou-se à expressão de  $V$  que nas curvas obtidas varia ao se variar  $\frac{a}{H'_o}$ :

$$V = \left(1 + \frac{b}{a}\right) \sqrt{i + \frac{c}{a}} \left(\frac{H'_o}{H'_r}\right)^{\frac{5}{2}}$$

$$V = f\left(\frac{a}{H'_o}\right)$$

Onde:

$H'_o$  – Altura da onda ao largo correspondente a altura medida à profundidade  $d$  do canal;

$H'_r$  – Altura da onda correspondente à profundidade do pé do talude,  $dr$ .

As demais variáveis, bem como  $d$  e  $dr$ , podem ser visualizadas na Figura 9-11.

O parâmetro  $\left(\frac{H'_o}{H'_r}\right)^{\frac{5}{2}}$  exprime a influência da profundidade relativa  $dr/L_0$ , em que  $L_0$  é o comprimento da onda  $H'_o$ . A altura de onda  $H'_o$  é aquela gerada em um canal de ondas que ainda não sofreu empolamento nem refração. A altura de onda  $H'_r$  é aquela no pé do talude cuja altura é diferente de  $H'_o$  devido somente ao efeito do empolamento.

O empolamento consiste na alteração da altura da onda que decorre somente da redução da profundidade, pouco antes da arrebentação a onda atinge sua altura máxima.

Os resultados foram apresentados de acordo com a geometria do muro e a inclinação do fundo do mar próxima ao talude. Os ensaios mostraram que o muro  $M - C_a$  possui um comportamento muito parecido ao de  $M - C$ , tendo uma pequena tendência a sofrer o galgamento mais rapidamente, dessa forma somente as curvaturas  $C$  e  $C_b$  foram consideradas.

Na Figura 9-12, estão os resultados do muro vertical e fundo horizontal. Já a Figura 9-13 é relativa ao muro  $M - C$ , fundo horizontal. Para ambos foram ensaiados modelos com  $i = \frac{2}{1}, i = \frac{3}{2}$  ou  $i = \frac{5}{4}$  e  $d = 34cm$  ou  $d = 24cm$ . No item “9.4.2 Método de Vera Cruz” tais parâmetros são analisados.

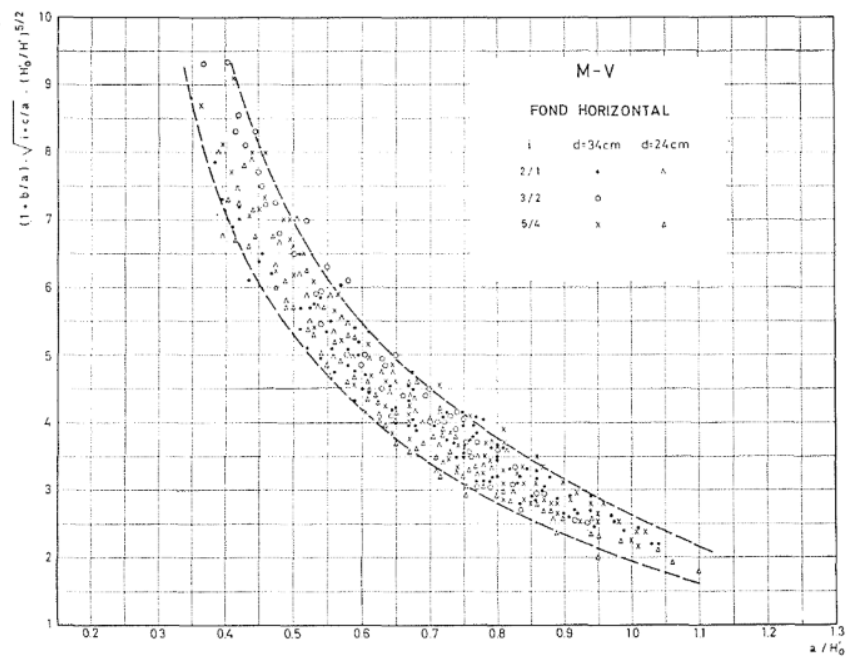


Figura 9-12 – Resultados para muro vertical e fundo horizontal

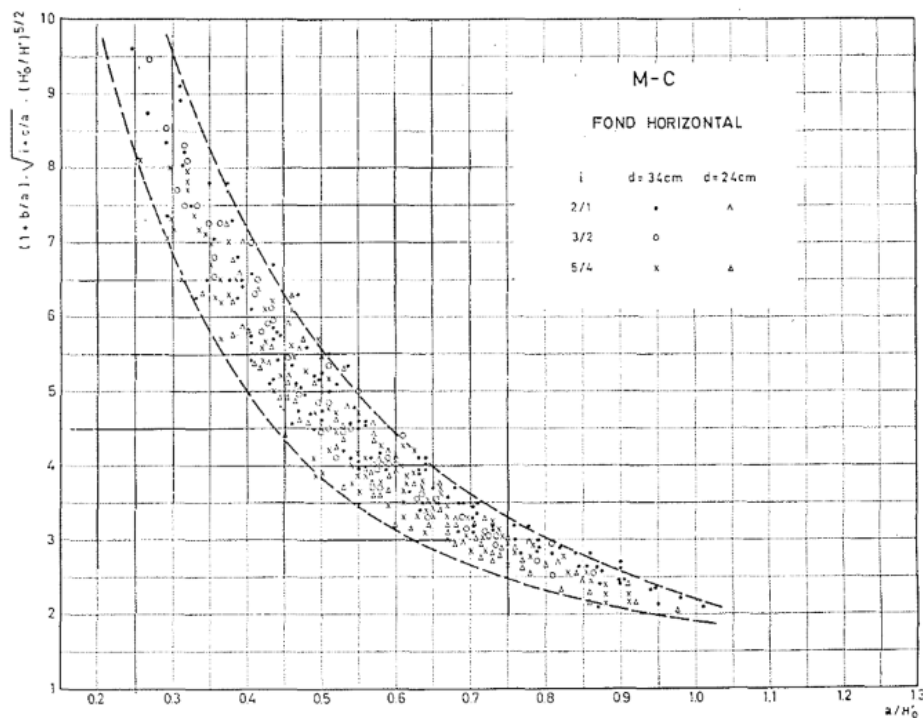


Figura 9-13 – Resultados para muro M-C e fundo horizontal

Visto que os resultados se concentravam sempre entre duas curvas limites, como pode ser visto nas Figura 9-12 e Figura 9-13, as curvas médias entre esses limites foram obtidas para cada caso. As eficiências dos três tipos de muros podem ser aferidas através do gráfico abaixo, o qual também mostra a diferença entre o fundo horizontal e inclinado:

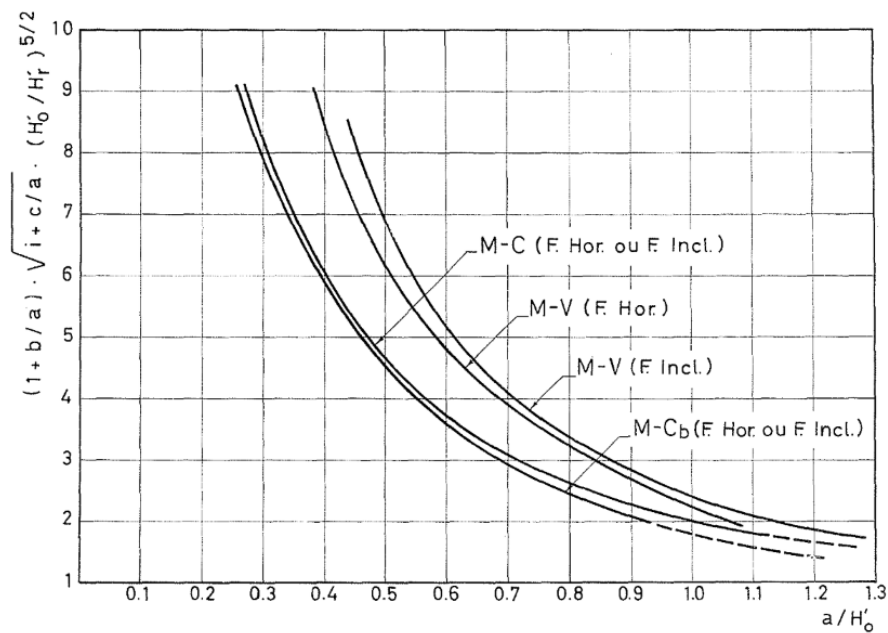


Figura 9-14 – Gráfico  $V = f(a/H_0')$  para os muros M-V, M-C, M-Cb

Em relação à inclinação do fundo do mar, foram considerados:

- Muro  $M - V$

Para os mesmos valores de  $V$ , os valores correspondentes  $\frac{a}{H'_0}$  são maiores quando o fundo é inclinado. Dessa forma, uma mesma obra será mais propensa ao galgamento nesse caso.

- Muros  $M - C$  e  $M - C_b$

O mesmo não ocorre para os muros com curvaturas, nesse caso a inclinação do fundo não tem grande influência sobre os resultados.

Para analisar a eficiência de cada muro, considerou-se somente a variação da geometria, com os outros parâmetros mantidos constantes. Sendo  $H'_0(V)$ ,  $H'_0(C)$  e  $H'_0(Cb)$  as alturas de onda suportadas no limite pelos muros  $M - V$ ,  $M - C$  e  $M - C_b$  respectivamente, obtendo-se:

- Comparação entre  $M - V$  e os muros com curvaturas

Os ensaios mostram que os muros com curvaturas são mais eficientes. Neste caso, o muro vertical é em torno de 15% menos eficiente:

$$\frac{H'_0(V)}{H'_0(C)} = 0,85$$

$$\frac{H'_0(V)}{H'_0(Cb)} = 0,82$$

- Comparação entre  $M - C$  e  $M - C_b$

Os ensaios mostram que  $M - C_b$  apresenta resultados um pouco melhores:

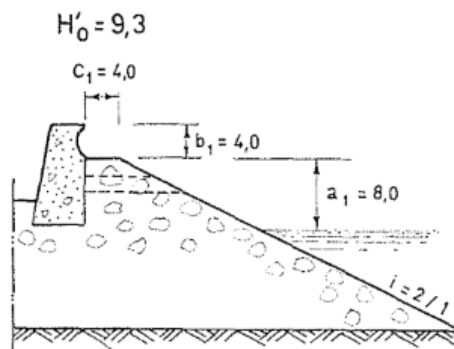
$$\frac{H'_0(C)}{H'_0(Cb)} = 0,97$$

Como a razão está muito próxima de 1 e a curvatura  $C_b$  é de execução mais complexa que  $C$ , então a  $C$  seria mais apropriada para o projeto

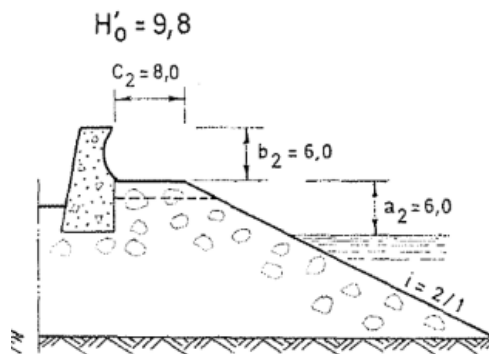
Para uma mesma cota de coroamento do muro e mesma inclinação do talude, muros curvos com cotas de coroamento do talude menores tendem a se comportar melhor, ou seja, suportam ondas de alturas maiores, como pode ser visto na Figura 9-15. Assim, variando-se  $b$  e  $c$ , perfis com maiores valores para tais parâmetros são mais eficientes.

Entretanto, é importante ressaltar que para definir cautelosamente os parâmetros  $a$ ,  $b$ , e  $c$ , será necessário avaliar também a estabilidade do maciço.

PROFIL 1



PROFIL 2



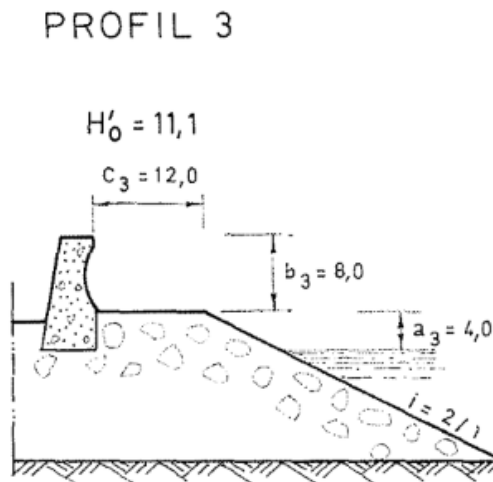


Figura 9-15 – Comportamento de perfis com diferentes dimensões a, b e c.

#### 9.4.3 Cálculos utilizando equações de US Army (2003)

A Figura 9-9 mostra as gamas dos parâmetros utilizados no modelo de Aminti e Franco, as quais são mostradas também abaixo na Tabela 9-33.

Tabela 9-33 – Parâmetros do modelo de Aminti e Franco

Escala geométrica $H_{\text{modelo}}/H_{\text{proj}} = 1:51,5$	Modelo Aminti e Franco	Valores do modelo passados para a escala do projeto	Projeto
H (m)	0,136	-	7,0
Tom (s)	1,33	9,541819718	10,0
Som	0,05	0,046	0,045
h/H	2,9	-	2,428571429
i	1,33 e 2,0	-	1,33
Rc/H	0,6 a 2,0	-	a calcular
Ac/H	0,6, 0,75 e 1,05	-	a calcular
G/H	1,1, 1,85 e 2,6	-	a calcular

Ao passar os parâmetros do modelo para os de projeto os resultados são muito próximos

Assim, para tetrápodos (visto que não tem a opção para Accropodes), com  $i = 4/3$  e  $G/H = 1,1$ , ou seja, menor comprimento de risberma possível, resulta o valor de  $5,6 \cdot 10^{-8}$  para o coeficiente  $a$  e 2,81 para  $b$ , como pode ser visto na Figura 9-16.

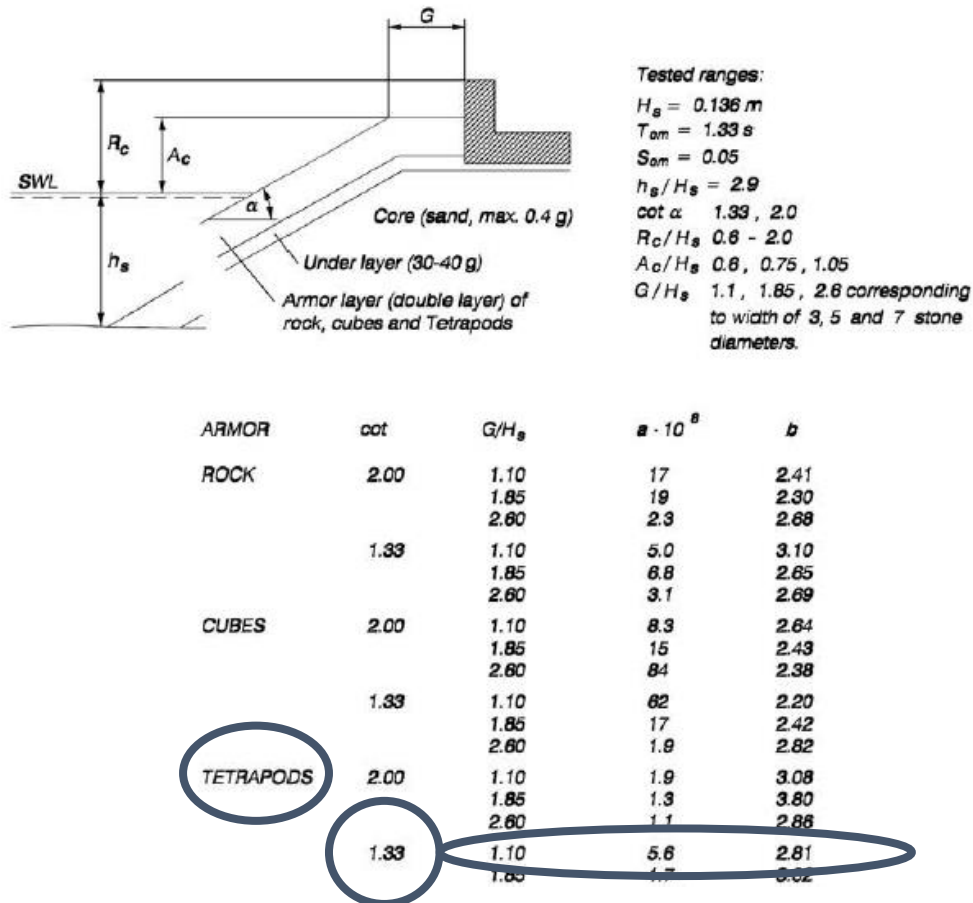


Figura 9-16 – Coeficientes de Aminti e Franco selecionados

Aplicando-se a equação apresentada em 0, resultam para  $q = 20 \text{ l/s/m}$ , os seguintes valores apresentados na Tabela 9-34:

Tabela 9-34 – Dimensões do perfil para  $q=20 \text{ l/s/m}$

Rc (m)	7,9
G (m)	7,7
Ac (m)	4,2

#### 9.4.4 Cálculos utilizando o método de Vera Cruz

##### 9.4.4.1 Validação do modelo

Para o dimensionamento do muro defletor utilizando o método de Vera Cruz, foi feita uma análise para verificar se os parâmetros utilizados no modelo estudado eram compatíveis com os dados para o dimensionamento dos molhes.

Os ensaios foram feitos para duas alturas d'água sobre o fundo horizontal,  $d_1 = 24\text{cm}$  e  $d_2 = 34\text{cm}$ . Para  $d_1$  foram utilizadas ondas com períodos  $T = 1\text{s}, T = 1,31\text{s}, T = 1,67\text{s}, T = 1,84\text{s}$  e  $T = 2,12\text{s}$ . Já para  $d_2$ , os períodos foram  $T = 1,27\text{s}, T = 1,57\text{s}, T = 1,84\text{s}, T = 2,12\text{s}$ .

Fazendo as transformações de escala, considerando a profundidade referente à seção do cabeço, verifica-se que o período igual a 10 segundos, relativo à onda de projeto para os molhes, está dentro da variação testada.

A escala geométrica foi calculada dividindo-se  $d$  pela profundidade somada a maré de sizígia e elevação do nível do mar, totalizando 17m. Assim, as escalas resultam em 1:70,8 e 1:50,0

Tabela 9-35 – Aplicação da escala relativo ao projeto dos molhes nos valores utilizados para o modelo

$d_1$ (m)	0,24	$T \cdot \text{raiz}(17/d_1)$
T11 (s)	1	8,42
T12 (s)	1,31	11,03
T13 (s)	1,67	14,06
T14 (s)	1,84	15,49
T15 (s)	2,12	17,84

$d_2$ (m)	0,34	$T \cdot \text{raiz}(17/d_2)$
T21 (s)	1,27	8,98
T22 (s)	1,57	11,10
T23 (s)	1,84	13,01
T24 (s)	2,12	14,99

Os demais parâmetros também estão de acordo ( $L_0$  o comprimento da onda de projeto):

Tabela 9-36 – Parâmetro  $d/L_0$ ,  $H/L_0$  e  $d/H$  utilizados no modelo e os mesmos relativos ao projeto dos molhes

Parâmetros	Modelo de Vera-Cruz	Valores do projeto (seção do cabeço)
$d/L_0$	de 0,034 a 0,154	0,101
$H/L_0$	de 0,0018 a 0,0067	0,0448
$d/H$	2 a 5,2	2,4

## 9.4.4.2 Cálculos

Para a determinação das dimensões  $a, b$ , e  $c$  da Figura 9-11, o seguinte raciocínio foi aplicado:

- $H'o = 7m$  já está definida como onda de projeto. Assim, para a determinação de  $H'o/H'r$ , os valores de  $H'r$  foram calculados para cada profundidade, com os valores dos coeficientes de empolamento  $K_s$ ;
- O valor da inclinação do talude  $i$  está definido e varia de acordo com a seção;
- O valor de  $a$  foi fixado, para se ter a relação  $a/H'o$  e obter o valor de  $V$  correspondente na curva do muro  $M - C$ ;
- O valor de  $a + b$  que corresponde à cota de coroamento também foi fixado. Dessa forma,  $a$  e  $b$  são valores fixos;
- Com a fórmula de  $V$ , variou-se  $c$  de forma a obter um valor de  $V$  igual ao valor correspondente do gráfico;
- O resultado é então a menor cota de coroamento  $a+b$  que leva a um valor de  $c$  aceitável.

9.4.4.3 Cálculo de  $H'o/H'r$ 

A altura da onda  $H'r$  correspondente à profundidade do pé do talude devido a somente efeitos de empolamento é igual à onda  $H'o$  multiplicada pelo coeficiente de empolamento  $K_s$  calculado para cada seção:

$$H'r = H'o * K_s$$

O coeficiente de empolamento  $K_s$  é calculado de acordo com a seguinte equação:

$$K_s = \sqrt{\frac{1}{\tanh(kd_s) * \left(1 + \frac{2kd_s}{\sinh(kd_s)}\right)}}$$

Onde:

$k$  = número de onda.

$$k = \frac{4\pi^2}{g * T^2}$$

$g$  = aceleração da gravidade;  $g = 9,8m/s^2$

$T$  = período da onda;  $T = 10s$ .

$d_s$  = profundidade em que se encontra a seção, considerando maré de sizígia e elevação do nível do mar.

Como mostrado no item 9.1.1 a onda  $H'o = 7m$  arrebenta na profundidade 9,34m, assim o coeficiente de empolamento é calculado até  $d = 9,34m$ . No caso, ele será calculado até a seção DO do Molhe Oeste e a seção CO do Leste.

Novamente trata-se de uma equação simples para descrever um efeito complexo, assim incertezas são esperadas e também é perceptível a diferença com o método adotado para o cálculo da onda de arrebentação. No caso, a onda de  $H'o=7,0m$  que arrebenta a 9,34m, chegaria na altura de arrebentação 7,175m entre uma profundidade 14,5m e 16,5m e então arrebentaria. Entretanto é importante notar que tal diferença se dá também pelo fato de que  $H'r$  não considerar os efeitos de refração. Assim, com tais efeitos considerados, os valores de  $H'r$  para cada seção diminuiriam e ficariam mais próximos dos outros métodos.

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

Tabela 9-37 – Valores de H'r para cada seção do Molhe Oeste

Molhe Oeste	Cota de fundo DHN média (m)	ds média (m)	Ks	H'r (m)
Seção AO	-0,5	3,5	-	-
Seção BO	-2	5	-	-
Seção CO	-3,5	6,5	-	-
Seção DO	-6,35	9,35	1,205873486	8,44
Seção EO	-8,85	11,85	1,075556384	7,70
Seção FO	-11,5	14,5	1,014348086	7,19
Seção GO	-13,5	16,5	0,98788579	6,93
Seção Cabeço O	-14	17	0,984065952	6,87

Tabela 9-38 – Valores de H'r para cada seção do Molhe Leste

Molhe Oeste	Cota de fundo DHN média (m)	ds média (m)	Ks	H'r (m)
Seção AL	-2	5	-	-
Seção BL	-5	8	-	-
Seção CL	-6,35	9,35	1,205873486	8,44
Seção DL	-8,5	11,5	1,111621824	7,78
Seção EL	-11	14	1,038248511	7,27
Seção FL	-13	16	0,997709821	6,98
Seção Cabeço L	-14	17	0,981847485	6,87

Tabela 9-39 – Valores de H'o/H'r para seções dos Molhes Oeste e Leste

	Molhe Oeste		Molhe Leste	
	H'r (m)	H'o/H'r	H'r (m)	H'o/H'r
Seção A	-	-	-	-
Seção B	-	-	-	-
Seção C	-	-	8,44	0,829274391
Seção D	8,44	0,829274391	7,78	0,899586513
Seção E	7,70	0,909580423	7,27	0,963160543
Seção F	7,19	0,973844855	6,98	1,002295435
Seção G	6,93	1,010654686	-	-
Cabeço	6,87	1,018488121	6,87	1,018488121

#### 9.4.4.4 Determinação de $a$ , $b$ e $c$

Pela Figura 9-14, vê-se que a curva para o muro M-C tem domínio  $a/H'0$  de 0,3 a 1,1. Assim, para cada  $a/H'0$  nesse intervalo, foi obtido um valor de  $V$  com o gráfico:

Tabela 9-40 – Valores de  $V$  para cada  $a/H'0$  a partir do gráfico para muro M-C do método de Vera Cruz

$a/H'0$	$V(\text{gráfico})$ (m)
0,3	8,25
0,4	6,1
0,5	4,6
0,6	3,75
0,7	3,1
0,8	2,6
0,9	2,3
1	2
1,1	1,8

Valores de  $b > a$  implicam em uma economia em enrocamento e de acordo com Vera-Cruz (1972), para um mesmo valor de  $a + b$ , quando  $b > a$  e consequentemente  $c$  é maior do que no caso  $a < b$ , o talude tende a suportar ondas  $H'0$  maiores.

Assim, somente os valores  $a/H'0$  entre 0,3 e 0,6 foram testados, pois esses são os que resultam em  $b > a$ . A

Tabela 9-41 apresenta a variação dos resultados de  $a$  e  $b$  em relação a  $a/H'0$  para o valor fixado  $a + b = 10\text{m}$ .

Tabela 9-41 – Valores de  $a$  e  $b$  variando de acordo com  $a/H'0$  para  $a+b=10$  na seção do cabeço.

<b><math>a+b = 10</math></b>		
$a/H'0$	$a$ (m)	$b$ (m)
0,3	2,1	7,9
0,4	2,8	7,2
0,5	3,5	6,5
0,6	4,2	5,8
0,7	4,9	5,1
0,8	5,6	4,4
0,9	6,3	3,7
1	7	3
1,1	7,7	2,3

Para a seção do cabeço, foram testados cinco valores diferentes para  $a + b$ , de  $a + b = 5$  a  $a + b = 10$ , ou seja, para a cota do topo do muro variando de +8,0 m (DHN) a +13 m (DHN).

Dessa forma, para cada  $a + b$  e para cada  $a/H'_0$  a dimensão  $c$  foi calculada com a equação:

$$V = \left(1 + \frac{b}{a}\right) \sqrt{i + \frac{c}{a}} \left(\frac{H'_0}{H'_r}\right)^{\frac{5}{2}}$$

Ao se igualar o valor  $V$  da equação ao valor correspondente do gráfico  $V = f(a/H'_0)$ .

As tabelas abaixo mostram os diferentes valores de  $c$  obtidos para cada  $a/H'_0$  e para cada  $a + b$ . Neste caso, a seção é o cabeço, onde  $i = 4/3$  e  $H'_0/H'_r = 1,0185$ .

Tabela 9-42 – Valores de c para cada a+b;  $a/H'0=0,3$  e seção do cabeço

a/H'0 = 0,3; Vgráfico = 8,25m	Seção do cabeço			
	a+b	a (m)	b (m)	c (m)
	10	2,1	7,9	2,9
	9	2,1	6,9	4,2
	8	2,1	5,9	6
	7	2,1	4,9	8,7
	6	2,1	3,9	12,9
	5	2,1	2,9	19,8

Tabela 9-43 – Valores de c para cada a+b;  $a/H'0=0,4$  e seção do cabeço.

a/H'0 = 0,4; Vgráfico = 6,1m	Seção do cabeço			
	a+b	a (m)	b (m)	c (m)
	10	2,8	7,2	3,6
	9	2,8	6,2	5,3
	8	2,8	5,2	7,7
	7	2,8	4,2	11,2
	6	2,8	3,2	16,6
	5	2,8	2,2	25,6

Tabela 9-44 – Valores de c para cada a+b;  $a/H'0=0,5$  e seção do cabeço

a/H'0 = 0,5; Vgráfico = 4,6m	Seção do cabeço			
	a+b	a (m)	b (m)	c (m)
	10	3,5	6,5	3,5
	9	3,5	5,5	5,4
	8	3,5	4,5	8
	7	3,5	3,5	11,9
	6	3,5	2,5	17,9
	5	3,5	1,5	27,9

O valor de  $c$  para a cota do topo do muro igual a +8,0(DHN) é muito alto, assim conclui-se que esse valor é inviável. A partir de  $a+b$  igual a +11,0(DHN) resultam valores de  $c$  mais aceitáveis, para a escolha entre eles, calcula-se qual configuração levaria a um menor volume de enrocamento.

Inicialmente a melhor seria solução seria aquela em que  $a/H'_o = 0,3$ , ou seja  $a = 2,1\text{m}$  uma vez que a cota de coroamento do enrocamento é menor (dada pelo valor da dimensão  $a$ ). Aumenta-se o consumo de concreto devido ao valor maior de  $b$ , mas este não é um material limitado como o enrocamento, que também envolve custos com transporte. O concreto para o muro poderia ser fabricado no próprio canteiro de obras.

Soluções com maiores valores de  $a + b$ , também levam a uma economia em enrocamento e maior consumo de concreto, uma vez que os valores de  $c$  são menores, mas os de  $b$  são maiores (para um valor de  $a$  fixo).

Entretanto, devido a escolha dos blocos de Accropode para a armadura, o valor de  $a$  não tem como ser menor que a espessura dessa camada. Para blocos de  $10\text{m}^3$  essa espessura é igual a 2,92m e para blocos de  $8\text{m}^3$  a espessura é de 2,71m.

Assim, para seções com blocos de  $10\text{m}^3$ , o valor de  $a/H'_o$  tem que ser maior que 0,4 e para as com blocos de  $8\text{m}^3$ , pode ser igual a 0,4.

Entretanto, é necessário ainda avaliar a estabilidade do muro com essas dimensões, o que é parcialmente feito em 9.6 Verificação da estabilidade do muro.

As dimensões determinadas para cada seção estão na Tabela 9-45 e na

Tabela 9-46 :

Tabela 9-45 – Molhe Oeste. Dimensões do muro para cada seção

<b>Molhe Oeste</b>	<b>a+b (m)</b>	<b>a (m)</b>	<b>b (m)</b>	<b>c (m)</b>
<b>Seção AO</b>	-	-	-	-
<b>Seção BO</b>	-	-	-	-
<b>Seção CO</b>	5	2,1	2,2	2,1
<b>Seção DO</b>	16	3,5	12,5	4,4
<b>Seção EO</b>	13	2,8	10,2	3,8
<b>Seção FO</b>	11	2,8	8,9	3,7
<b>Seção GO</b>	10	2,8	7,2	3,8
<b>Seção Cabeço O</b>	10	3,15	6,85	3,7

Tabela 9-46 – Molhe Leste. Dimensões do muro para cada seção

Molhe Leste	a+b (m)	a (m)	b (m)	c (m)
Seção AL	-	-	-	-
Seção BL	10	2,8	7,2	4,17
Seção CL	16	3,5	12,5	4,4
Seção DL	13	2,8	10,2	4,2
Seção EL	11	2,8	8,2	4,15
Seção FL	10	2,8	7,2	4,1
Seção Cabeço L	10	3,15	6,85	3,7

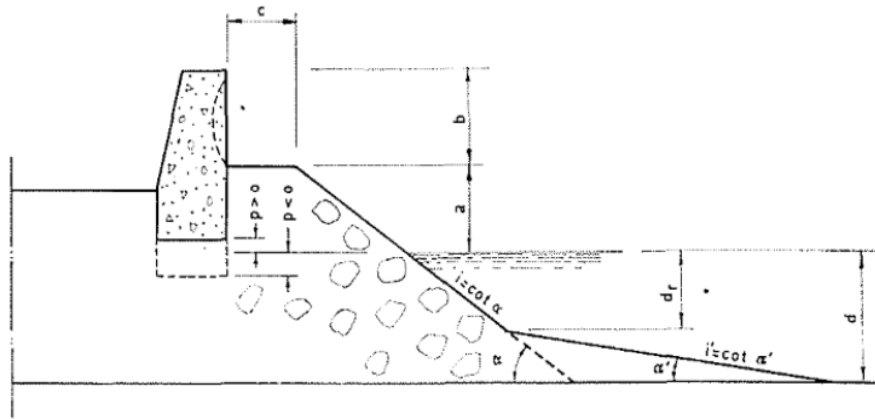
Para a obtenção dos valores, buscou-se dimensões que levassem a um valor de  $c$  menor que cinco metros, para economia de enrocamento. Devido a isso as seções DO, EO, FO, CL, DL e EL possuem cotas de coroamento maiores que dez metros.

As seções DO e CL são as com maiores cotas de coroamento por serem as seções onde há arrebentação. Para essas seções foi definido um valor de  $a$  maior ( $a = 3,5m$ ), para uma maior estabilidade.

Para as seções AO, BO e AL a fórmula de Vera Cruz não se aplica, por estarem em profundidades muito rasas e apresentarem ondas menores que  $H'_o$ . Assim para essas seções, a cota de coroamento é definida como sendo 1,25 vezes a onda de arrebentação na seção.

#### 9.4.5 Comparação entre os resultados

Utilizando as recomendações do *Coastal Engineering Manual*, obtiveram-se os seguintes resultados:



Coastal Engineering Manual	
i	4/3
a (m)	4,2
b (m)	3,7
c (m)	7,7

Tabela 9-48.

Método de Vera Cruz	
i	4/3
a (m)	4,2
b (m)	3,74
c (m)	7,7
V- calculado	3,36
a/(H'o) - gráfico	0,77
H'o (m)	5,45

Sendo  $H'o = 5,45m < 7,0m$ , confirma-se que o método de Vera Cruz é mais conservador, uma vez que os valores assumidos com o CEM são interpretados como dimensões seguras até uma onda de 5,45m, e não até 7,0m. Tal resultado já era esperado, uma vez que para o cálculo com a equação do CEM foi considerada taxa de galgamento de 20 L/s/m, enquanto que no método de Vera-Cruz essa taxa é considerada nula.

O método de Vera Cruz, além de ser mais conservador, considera os cálculos para muro curvo, o qual é mais eficiente. Assim, os valores das dimensões adotados para o perfil são aqueles que só serão galgados por uma onda maior que a onda de projeto.

Os valores escolhidos foram aqueles que levam a uma menor cota de coroamento do talude, possibilitando então uma maior economia de material. Entretanto, não são os valores definitivos, uma vez que é necessário verificar a estabilidade do talude obtido.

## 9.5 LARGURA DE COROAMENTO

É previsto um pavimento de 8m para a passagem de veículos de serviço.

O método de Vera-Cruz não possui nenhuma recomendação quanto à largura do muro. Foi adotado o valor de 6m, com base nas dimensões do projeto para o Porto de Suape (SETEPLA ENGENHARIA DE PROJETO LTDA, 1979).

Assim, para as seções com muro defletor, a largura de coroamento mínima é igual a 14m, sendo acrescida da dimensão  $c$  e do acabamento da armadura no talude interno.

As seções com as larguras determinadas podem ser verificadas no Anexo A.

## 9.6 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO

A altura de onda que realmente atua na parede ( $H_w$ ) é a soma da onda incidente ( $H_i$ ) com a refletida ( $H_r$ ). Quando ambas são da mesma altura, a onda que atua é então o dobro da incidente.

$$H_w = H_i + H_r = (1 + \chi) * H_i$$

Tal situação é equivalente a considerar um coeficiente  $\chi$  igual a 1,0. Esse coeficiente varia com a geometria e rugosidade da parede e um valor menor pode ser considerado quando a parede é construída sobre uma base de enrocamento, como é o caso estudado. Entretanto, como a avaliação de tal valor depende de vários fatores, o valor igual a 1,0 será adotado nesse estudo, sendo a favor da segurança.

Para o cálculo da força e do momento referentes ao impacto da onda no muro, além de considerar a reflexão, é necessário saber se a onda de projeto arrebenta antes, depois ou na seção em questão. O manual *Shore Protection* (US ARMY, 1984) prevê métodos para as três situações, entretanto os elaborados para as seções na zona de arrebentação e após não são compatíveis com a situação deste estudo.

É considerado, por exemplo, que a base do muro está abaixo do nível d'água de projeto, sendo que no caso deste trabalho a base do muro está exatamente neste nível.

O método para seções localizadas antes da zona de arrebentação também prevê essa situação para o muro, entretanto o valor da dimensão que está submersa não influencia nos cálculos, ou seja, mesmo que seja zero (como no presente caso) ainda é possível a aplicação do método.

É então objeto da continuidade desse estudo a verificação da estabilidade do muro nessas situações que não são verificadas neste trabalho, bem como validar o método aplicado para as seções localizadas antes da zona de arrebentação.

### 9.6.1 Método utilizado

Sainflou (1928), Miche (1944) e Rundgren (1958) propuseram métodos para a determinação das forças nesse caso. Os ábacos apresentados em US Army (1984) são resultados dos três métodos.

Tais ábacos relacionam a onda incidente com a força e o momento gerados e variam com o coeficiente  $\chi$  adotado.

Para a utilização dos mesmos é calculado o valor de  $\frac{H_i}{gT^2}$ , sendo  $g = 9,8 \text{ m/s}^2$  e  $T = 10\text{s}$  e  $\frac{H_i}{d}$ , sendo  $d$  a profundidade em que se encontra a seção, considerando a maré de sizígia e elevação do nível do mar.

As saídas dos gráficos são  $\frac{F}{wd^2}$  e  $\frac{M}{wd^3}$ . Sendo  $F$  e  $M$  os esforços atuantes na parede e  $w$  o peso específico da água salgada ( $w = 1,025 \text{ tf/m}^3$ ).

O ábaco da Figura 9-17 e o ábaco da Figura 9-18 a seguir são ambos para  $\chi = 1$ .

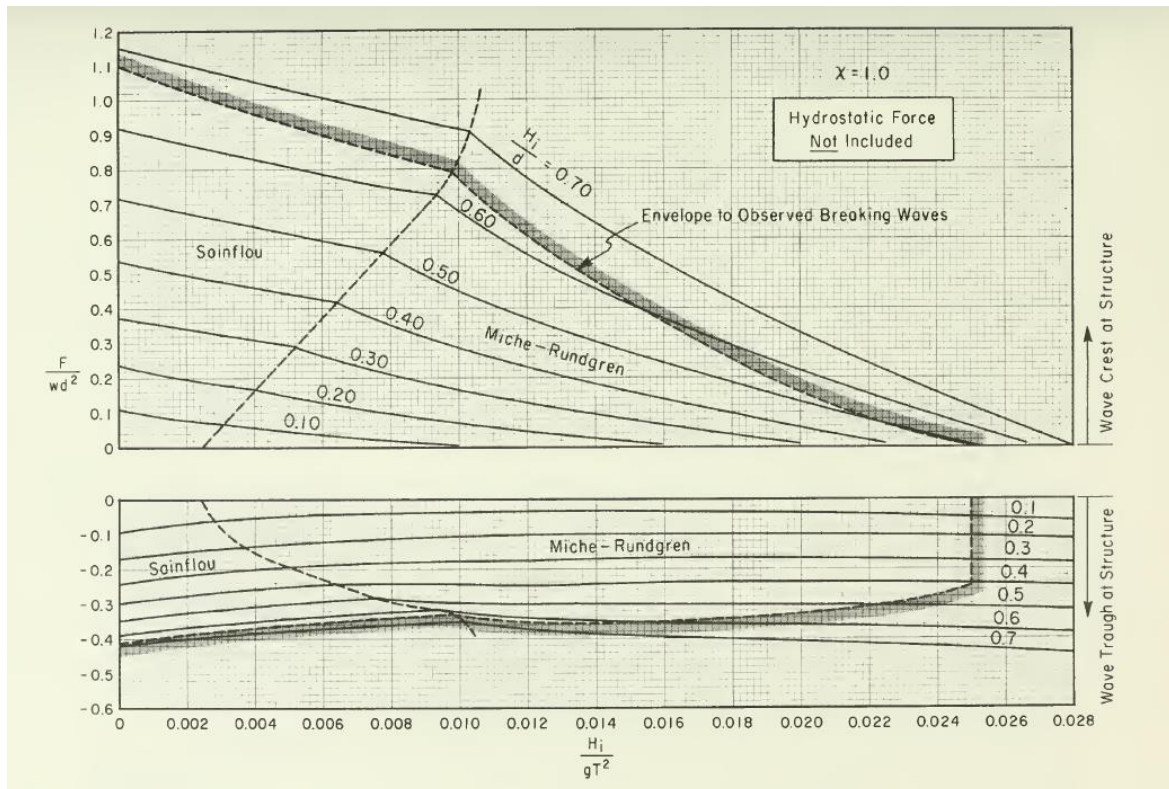


Figura 9-17 – Relação entre  $H_i/gT^2$ ,  $H_i/d$  e  $F/wd^2$  para  $\chi = 1$ .

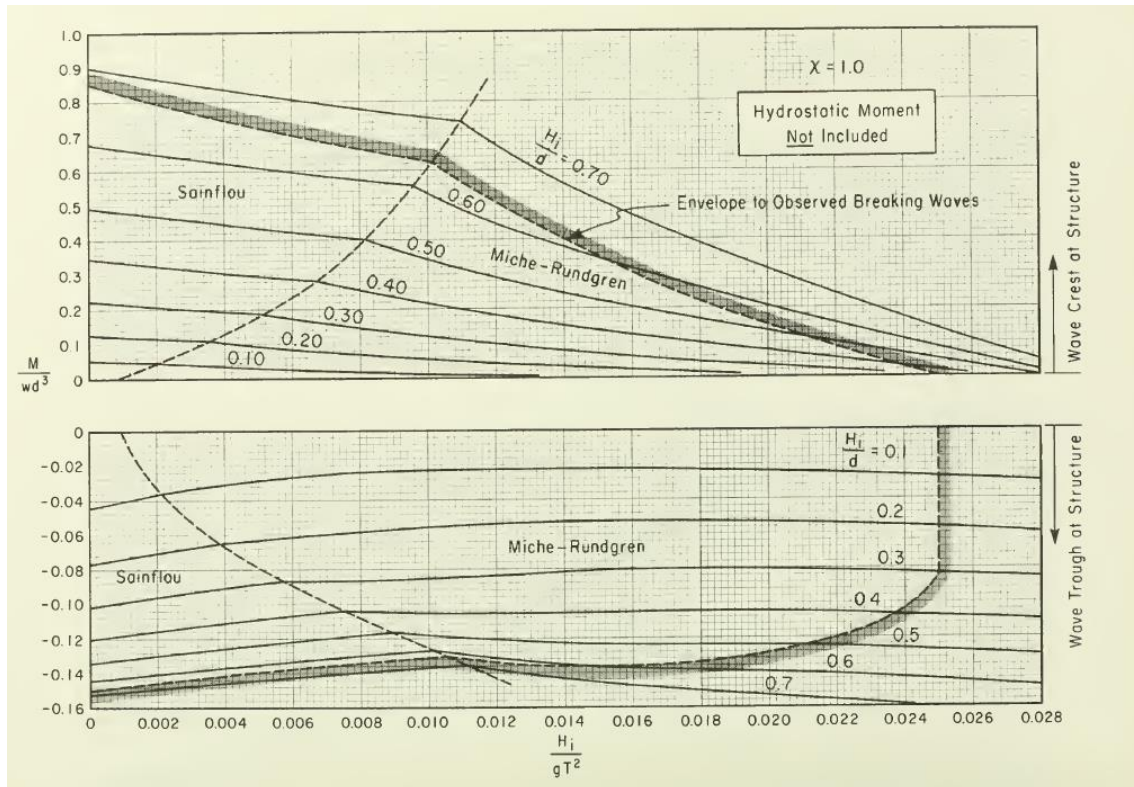


Figura 9-18 – Relação entre  $H_i/gT^2$ ,  $H_i/d$  e  $M/wd^3$  para  $\chi = 1$ .

As forças e momentos obtidos não incluem os efeitos da pressão hidrostática no nível de água SWL, mostrados na Figura 9-19.

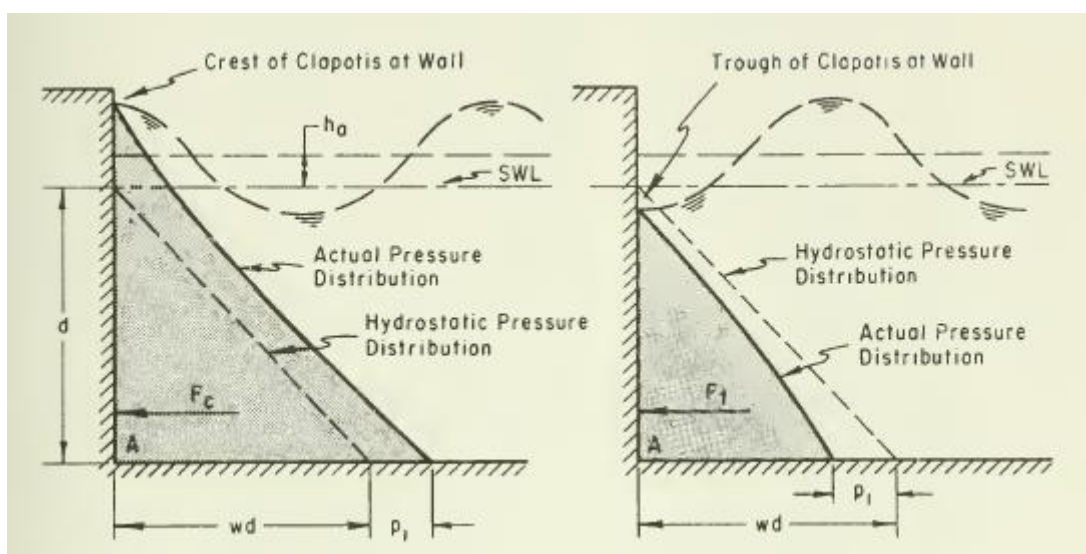


Figura 9-19 – Pressão hidrostática na situações em que a crista e o vale da onda estão incidindo na parede.

No caso, nenhuma parte da parede estará abaixo do SWL, assim a pressão hidrostática não precisa ser considerada.

Como a parede está construída sobre enrocamento, é necessário utilizar fatores de correção para os esforços encontrados com os ábacos.

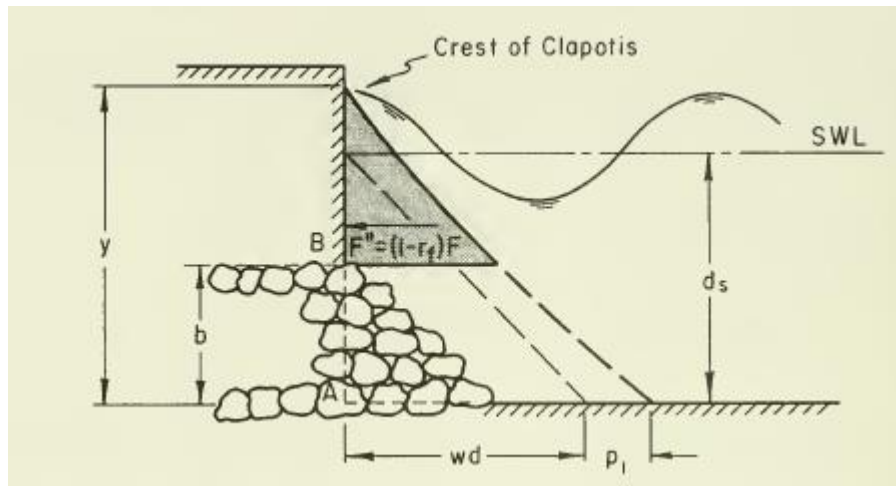


Figura 9-20 – Parede construída sobre base de enrocamento

Os esforços corrigidos são calculados então com as seguintes equações:

$$F' = (1 - r_f) * F$$

$$M'_A = (1 - r_m) * M$$

$$M'_B = (1 - r_m) * M - b * (1 - r_f) * F$$

Sendo  $b$  a altura da base de enrocamento como mostrado na Figura 9-20 e  $r_m$  e  $r_f$  fatores obtidos com o gráfico da Figura 9-21:

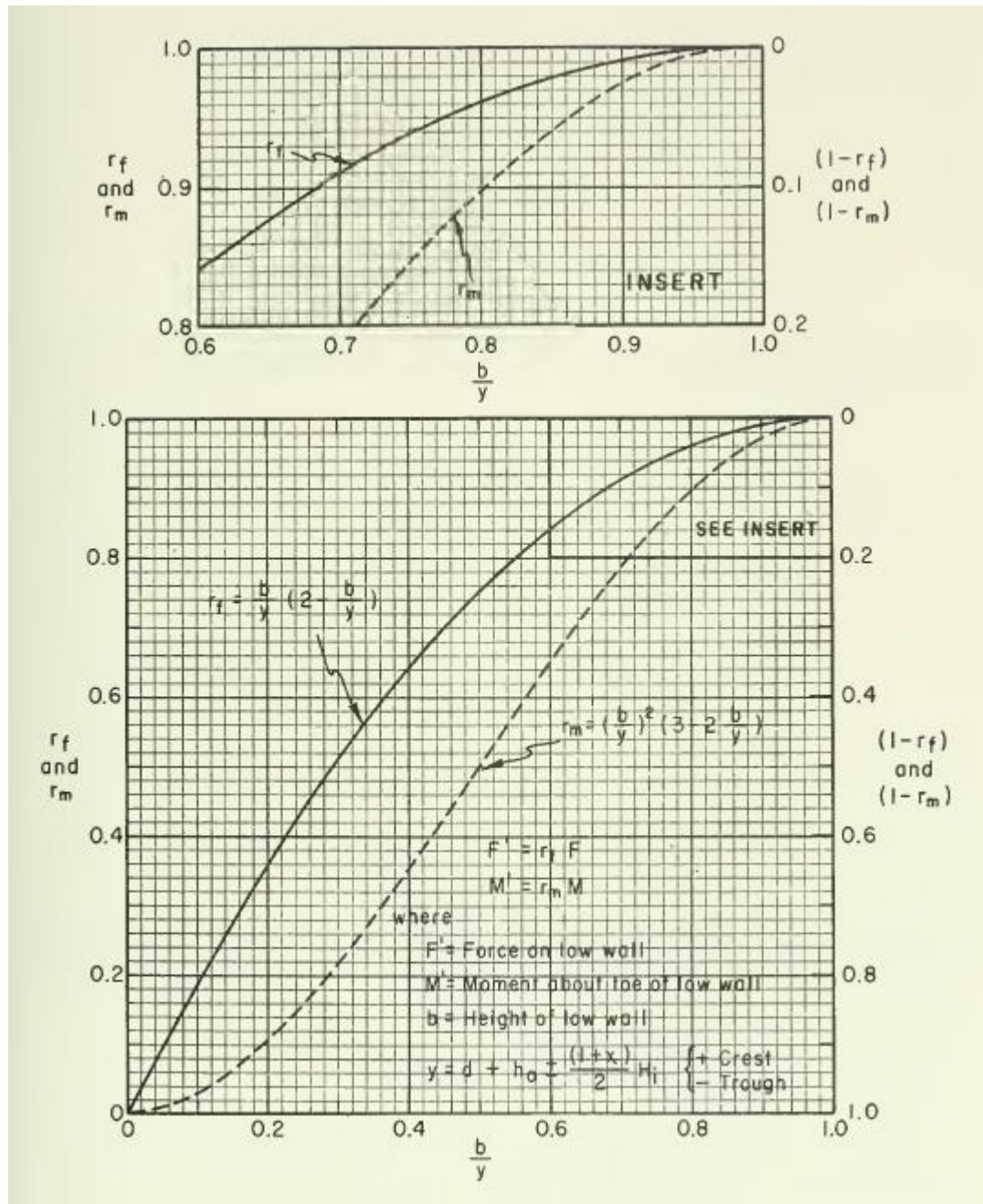


Figura 9-21 – Fatores de correção para força e momento.

O valor  $y$  é a altura total da seção considerando o enrocamento e a parede (Figura 9-20).

### 9.6.2 Demais esforços considerados

Os empuxos tanto do lado interno como do lado externo do muro deveriam ser considerados, entretanto como é complicada a avaliação dos valores para o caso da armadura de Accropode (empuxo externo), nenhum dos dois foi considerado, visto que somente considerar o interno seria contra a segurança.

O peso do muro, bem como o centro de gravidade do mesmo, foram calculados. O peso específico do concreto foi considerado igual a  $2,4\text{tf/m}^3$ . A geometria varia para cada seção conforme determinado no item 9.4.4.4.

O coeficiente atrito concreto-enrocamento foi considerado como sendo igual a 0,5 (dado obtido no dimensionamento do muro defletor para o molhe Sul de Suape).

A subpressão foi considerada ao longo das camadas impermeáveis, ou seja, a base do muro e o pavimento (ver Figura 9-22). Foi considerada como sendo igual ao peso específico da água salgada multiplicado pela altura do muro em contato com a armadura e a variação foi considerada linear até a outra extremidade do pavimento.

### 9.6.3 Verificação

Serão verificadas as estabilidades ao deslizamento e ao tombamento.

As fórmulas utilizadas são:

- Deslizamento

$$Fator\ de\ Seguran\c a_{Deslizamento} = \frac{(P_{muro} - Sub) * f_{at}}{F'}$$

- Tombamento

$$Fator\ de\ Seguran\c a_{Tombamento} = \frac{P_{muro} * x_g}{M'_B + Sub * b_{Sub}}$$

Onde:

$P_{\text{muro}}$  – Peso do muro (tf);

$x_g$  – Coordenada x do centro de gravidade do muro, com origem na base do muro, na divisa com o pavimento (Ponto M1 na Figura 9-22);

$f_{\text{at}}$  – Fator de atrito concreto-enrocamento;

Sub – Resultante da subpressão na base do muro (Figura 9-22);

$b_{\text{Sub}}$  – Braço de alavanca de Sub, em relação ao ponto da base do muro que faz divisa com o pavimento (Ponto M1 na Figura 9-22);

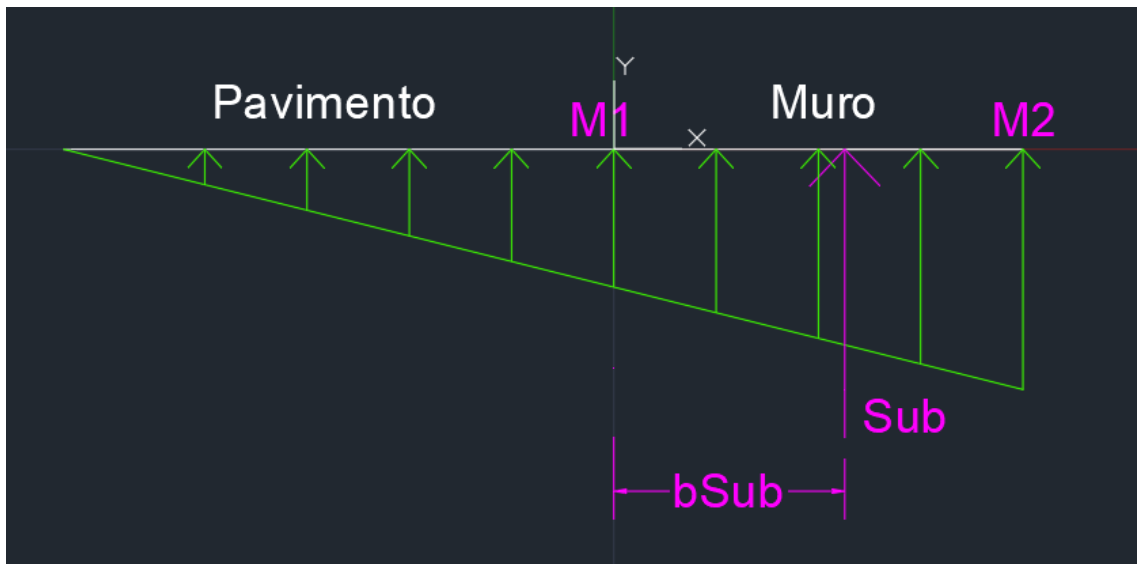


Figura 9-22 – Subpressão na base do muro e do pavimento.

Assim, a verificação descrita acima foi feita para os muros das seções Cabeço O e L, GO, FO, EO, FL, EL, e DL, pois são as seções localizadas antes da zona de arrebanção. As dimensões definidas no item 9.4.4.4 “Determinação de  $a$ ,  $b$  e  $c$ ” são apropriadas, os resultados apontaram que os muros são estáveis, com coeficientes de segurança entre 1,74 e 5,40.

Na

Tabela 9-49 são apresentados os cálculos para a seção Cabeço O e L, sendo que os das demais seções encontram-se no Anexo B.

Tabela 9-49 – Verificação da estabilidade do muro defletor da seção do cabeço O e L.

Cabeço O e L	
Situação	ondas não

	arrebentam
<b>Dimensões do muro</b>	
a (m) – figura	2,8
b (m) – figura	6,85
Área (m <sup>2</sup> )	40,14
xg (m)	3,6514
yg (m)	4,2976
Peso do muro (tf/m)	96,34
<b>Cálculo dos esforços F' e M'</b>	
Hi (m)	6,87
X	1
ds (m)	17
Hi/gT <sup>2</sup>	0,0070
Hi/ds	0,40
F/wd <sup>2</sup> (em função de Hi/gt <sup>2</sup> e Hi/ds)	0,39
F (tf/m)	115,53
M/wd <sup>3</sup> (em função de Hi/gt <sup>2</sup> e Hi/ds)	0,27
M (tfm/m)	1359,67
b (m)	20,15
y (m)	27
b/y	0,746
rf (em função de b/y)	0,945
rm (em função de b/y)	0,86
F' (tf/m)	6,35
M'B (tfm/m)	62,32
M'A (tfm/m)	190,35
<b>Cálculo da subpressão</b>	
força em M2 (tf/m <sup>2</sup> )	3,22875
muro+pavimento (m)	14
muro (m)	6
força em M1 (tf/m <sup>2</sup> )	1,38375
Sub (tf/m <sup>2</sup> )	13,8375
bSub (m)	2,6
<b>Verificação</b>	
coef atrito concreto-enrocamento	0,5
FS(deslizamento)	5,36
FS (tombamento)	3,89

## 10 VOLUMETRIA

## 10.1 VOLUME GEOMÉTRICO

Para o cálculo do volume geométrico, são necessárias as áreas (separadas por camadas) e os comprimentos de cada seção.

O cálculo das áreas foi feito após o desenho das seções no software Autocad (Anexo) terem sido feitos. Com o software foi possível selecionar cada camada e assim obter sua área (Figura 10-1).

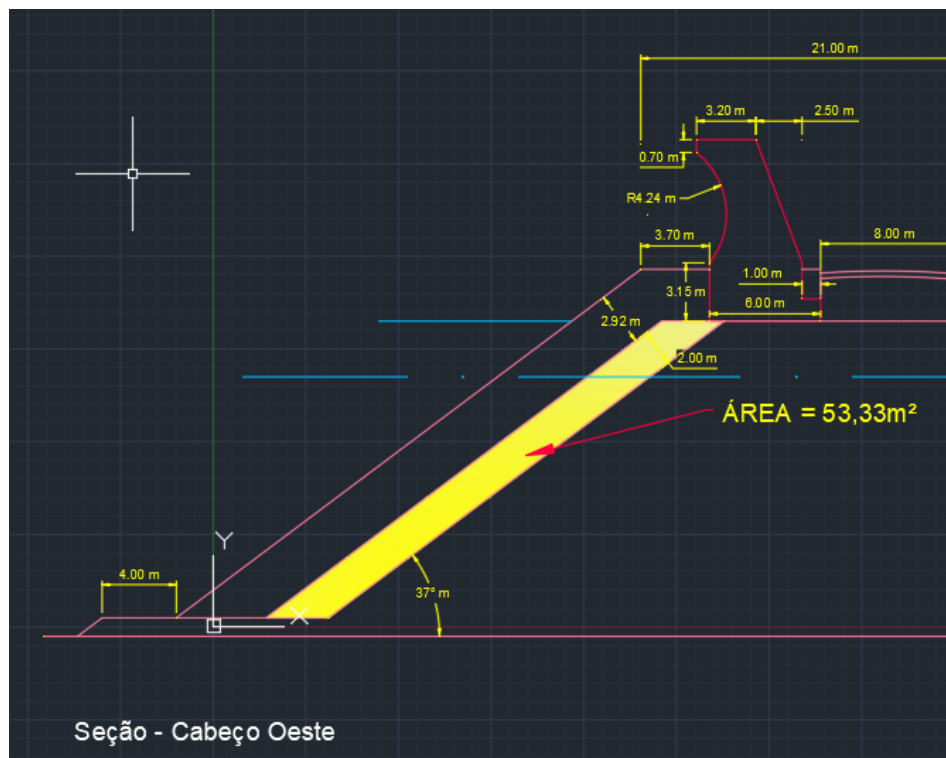


Figura 10-1 – Área da subcapa externa do cabeço do Molhe Oeste

Além disso, a carta náutica da parte Sul do Porto de Santos foi exportada para o aplicativo, aplicando-se uma escala para ter distâncias iguais às reais. Por exemplo, mediu-se a distância entre o Canal 4 e o Canal 5 de Santos pelo Google Maps, obtendo-se o valor igual a 720m. Assim, a escala foi aplicada na carta até que a medida entre os dois canais na carta fosse 720m (Figura 10-2).

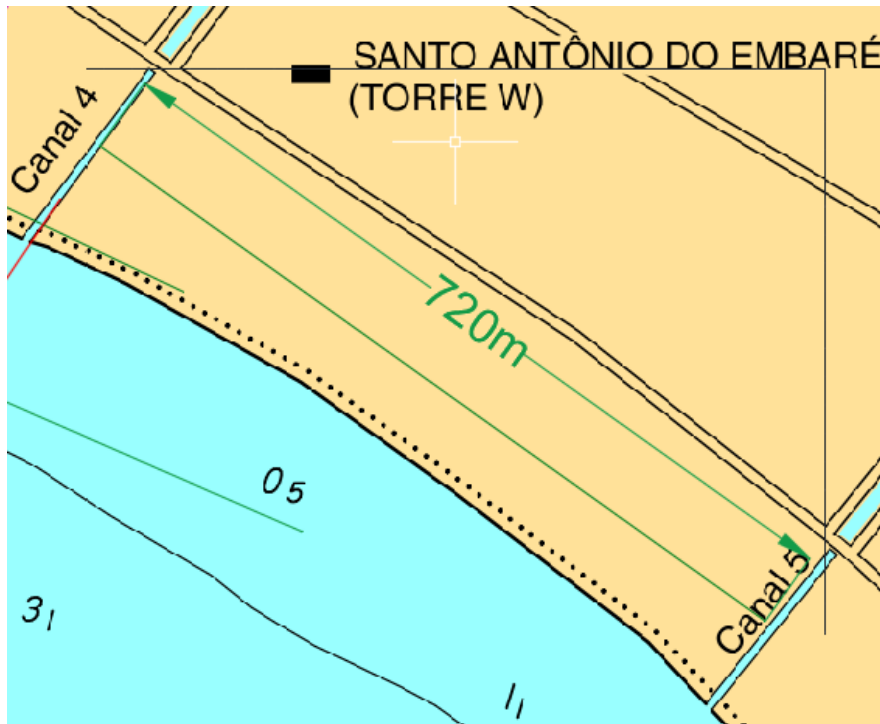


Figura 10-2 – Medida entre o Canal 4 e o Canal 5 utilizando o software Autocad.

Os molhes então foram esboçados sobre a carta (Figura 10-3), com as marcações das seções definidas no item 9.1.1

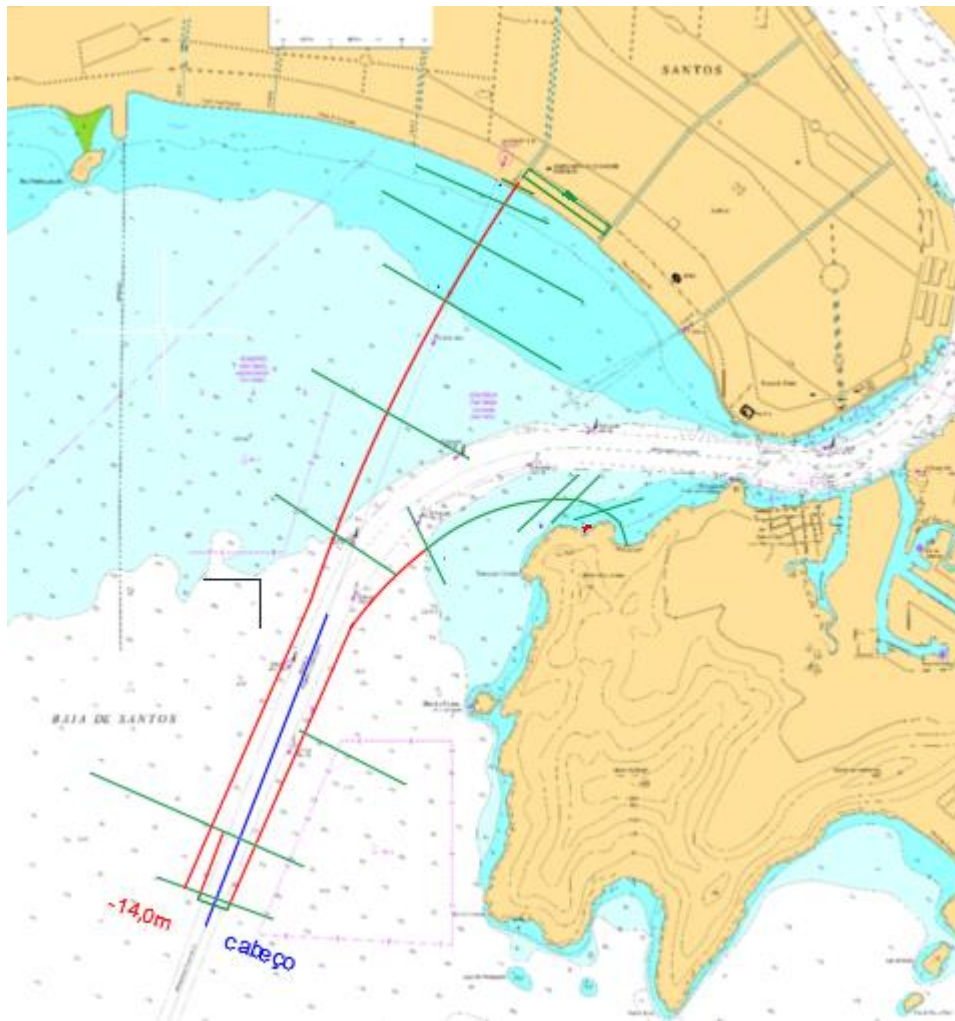


Figura 10-3 – Molhes esboçados sobre a carta náutica, com a marcação da divisão das seções

Dessa forma, o comprimento de cada seção foi medido (Figura 10-4):

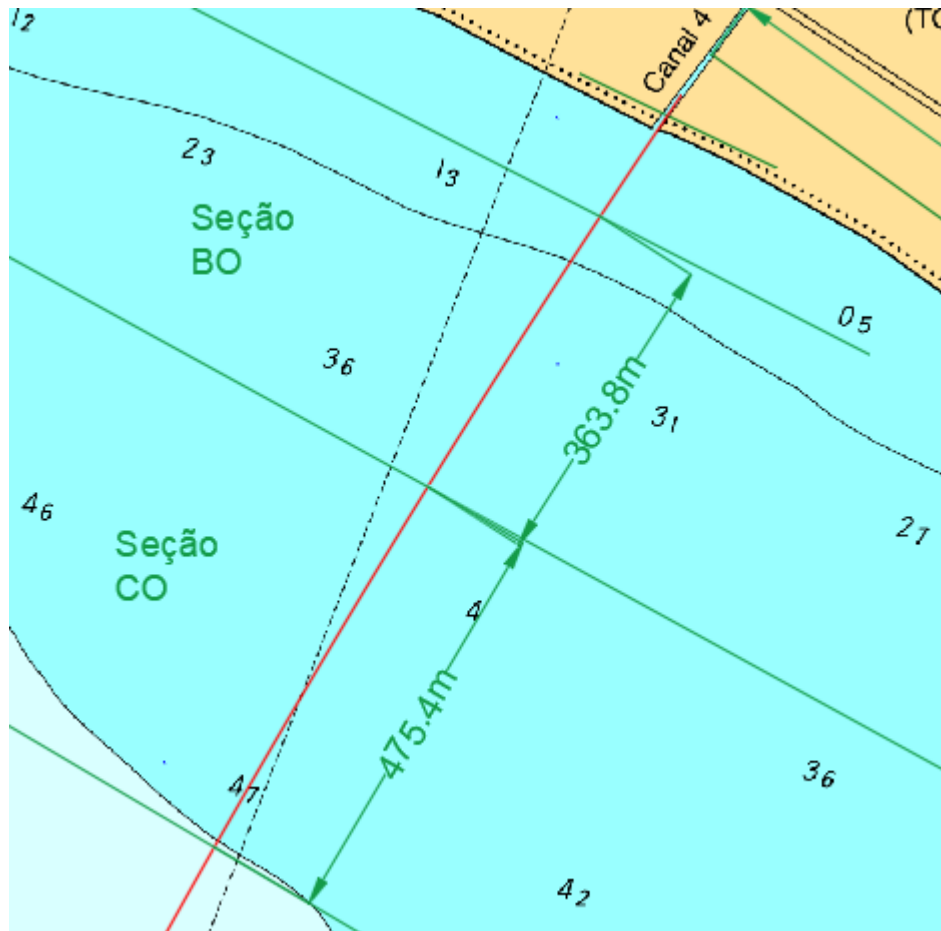


Figura 10-4 – Comprimentos das seções BO e CO

Assim, a multiplicação dos comprimentos das seções pelas áreas das camadas resulta nos volumes das mesmas. Na tabela são mostrados os resultados para o a armadura externa do Molhe Oeste. Para demais camadas, consultar Anexo C.

Tabela 10-1 – Molhe Oeste. Extensão, área e volume das armaduras externas de cada seção.

Molhe Oeste			
ARMADURA EXTERNA			
Seção	EXTENSÃO (m)	ÁREA (m²)	VOLUME (m³)
AO	185,81	16,2	3010,12
BO	343	30,5	10461,50
CO	475,41	30,5	14500,01
DO	909,4	54,3	49380,42
EO	956,42	63,03	60283,15
FO	1781,6	74	131838,40
GO	525,72	85,9	45159,35
CABEÇO	50	93,45	4672,50

Separando as camadas pelas faixas de peso definidas no item 9.3, os volumes de cada faixa no caso das subcapas e núcleo e de cada bloco no caso das armaduras, é então calculado. Abaixo a mesma tabela apresentada no item mencionado:

Tabela 10-2 – Faixas de pesos das camadas e seções contribuintes de cada molhe

CAMADA	FAIXAS	SEÇÕES	
		MOLHE OESTE	MOLHE LESTE
ARMADURA INTERNA ENROCAMENTO	40kgf	AO	-
	130kgf	BO	AL
	1,02tf	CO	-
	1,3tf	-	BL
	2,95tf	DO	-
	5,35tf	EO,FO,GO	DL, EL, FL
	5,95tf	-	CL
ARMADURA INTERNA ACCROPODE II	10m <sup>3</sup>	CABEÇO O	CABEÇO L
ARMADURA EXTERNA ENROCAMENTO	3,3tf	AO	-
	9,7tf	BO	AL
ARMADURA EXTERNA ACCROPODE II	3m <sup>3</sup>	CO	-
	6m <sup>3</sup>	-	BL
	8m <sup>3</sup>	DO,EO,FO,GO	CL,DL,EL,FL
	10m <sup>3</sup>	CABEÇO O	CABEÇO L
SUBCAPA INTERNA	2kgf a 165kgf	AO, BO,CO	AL, BL
	135kgf a 775kgf	DO,EO,FO,GO	CL,DL,EL,FL
	1,7tf a 3,4tf	CABEÇO O	CABEÇO L
SUBCAPA EXTERNA	155kgf a 435kgf	AO	-
	450 kgf a 1,3tf	BO, CO	AL
	1,0tf a 2,7tf	DO,EO,FO,GO	BL , CL,DL, EL, FL
	1,7tf a 3,4tf	CABEÇO O	CABEÇO L
NÚCLEO	0,5kgf a 28kgf	AO	
	0,5kgf a 83kgf	BO,CO	AL
	0,8kgf a 163kgf	EO,DO,FO,GO	BL, CL,DL,EL,FL
	1,2kgf a 205kgf	CABEÇO O	CABEÇO L

Na Tabela 10-3, os volumes por faixa:

Tabela 10-3 – Volumes por faixa de cada molhe e volumes totais

		VOLUMES (m³)		
CAMADA	FAIXAS	VOLUME MOLHE OESTE (m³)	VOLUME MOLHE LESTE (m³)	VOLUME TOTAL (m³)
ARMADURA INTERNA ENROCAMENTO	40kgf	743,24	0,00	743,24
	130kgf	3.841,60	3.731,36	7.572,96
	1,02tf	14.557,05	0,00	14.557,05
	1,3tf	0,00	5.889,51	5.889,51
	2,95tf	35.966,77	0,00	35.966,77
	5,35tf	220.021,60	284.962,26	504.983,85
	5,95tf	0,00	6.632,99	6.632,99
ARMADURA INTERNA ACCROPODE II	10m³	4.672,50	4.672,50	9.345,00
ARMADURA EXTERNA ENROCAMENTO	3,3tf	3.010,12	0,00	3.010,12
	9,7tf	10.461,50	9.758,95	20.220,45
ARMADURA EXTERNA ACCROPODE II	3m³	14.500,01	0,00	14.500,01
	6m³	0,00	6.762,03	6.762,03
	8m³	286.661,32	316.757,68	603.419,00
	10m³	4.672,50	4.672,50	9.345,00
SUBCAPA INTERNA	2kgf a 165kgf	4.142,31	2.221,69	6.364,00
	135kgf a 775kgf	97.559,15	120.694,17	218.253,32
	1,7tf a 3,4tf	2.666,50	2.666,50	5.333,00
SUBCAPA EXTERNA	155kgf a 435kgf	111,49	0,00	111,49
	450 kgf a 1,3tf	8.088,25	774,98	8.863,22
	1,0tf a 2,7tf	140.766,52	162.894,41	303.660,93
	1,7tf a 3,4tf	2.665,00	2.666,50	5.331,50
NÚCLEO	0,5kgf a 28kgf	14.104,84	0,00	14.104,84
	0,5kgf a 83kgf	123.854,48	32.249,19	156.103,67
	0,8kgf a 163kgf	1.816.225,97	2.156.974,38	3.973.200,35
	1,2kgf a 205kgf	30.745,00	30.745,00	61.490,00

Com o volume total de Accropodes e o volume de cada unidade, obtém-se a quantidades de unidades de cada tipo:

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo  
Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

Tabela 10-4 – Unidades de Accropode II por tipo

		Volume da unidade (m <sup>3</sup> )			
		3,00	6,00	8,00	10,00
<b>Molhe Oeste</b>	Volume	14.500	0	286.661	9.345
	Unidades	4.834	0	35.833	935
<b>Molhe Leste</b>	Volume	0	6.762	316.758	9.345
	Unidades	0	1.127	39.595	935
<b>TOTAL</b>	Volume	14.500	6.762	603.419	18.690
	Unidades	4.834	1.127	75.427	1.869

O volume de concreto a ser utilizado para a fabricação dos muros também é estimado:

Tabela 10-5 – Molhe Oeste. Volume de concreto para muro defletor

Molhe Oeste			
Seção	Comprimento (m)	Área muro (m <sup>2</sup> )	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )
<b>CO</b>	475,41	9,2	4.373,8
<b>DO</b>	909,4	70,3	63.930,8
<b>EO</b>	956,42	48,1	46.003,8
<b>FO</b>	1781,6	42,6	75.896,2
<b>GO</b>	525,72	39,7	20.871,1
<b>Cabeço O</b>	50	40,1	2.005,0
<b>VOLUME TOTAL (m<sup>3</sup>)</b>			<b>213.081</b>

Tabela 10-6 – Molhe Leste. Volume de concreto para muro defletor

Molhe Leste			
Seção	Comprimento (m)	Área muro (m <sup>2</sup> )	Volume de concreto (m <sup>3</sup> )
<b>BL</b>	218,13	39,7	8.659,8
<b>CL</b>	168,35	70,3	11.835,0
<b>DL</b>	995,12	48,1	47.865,3
<b>EL</b>	1669,81	42,6	71.133,9
<b>FL</b>	1395,78	39,7	55.412,5
<b>Cabeço L</b>	50	40,1	2.005,0
<b>VOLUME TOTAL (m<sup>3</sup>)</b>			<b>196.911</b>

## 10.2 ACRÉSCIMO DO VOLUME

### 10.2.1 Devido ao recalque

O acréscimo de volume será dado principalmente pelo recalque imediato. Conforme explicado no item 7.2.2, a previsão de recalque foi feita utilizando como base a simulação realizada com o software Phase, para análise de estabilidade e recalques.

A partir do gráfico da Figura 7-4, é possível observar, na base da estrutura, que o recalque ocorre em forma de uma parábola, ou seja, o centro possui o maior valor de recalque, devido a seu maior peso.

Com os novos valores de volumes calculados e novamente considerando uma relação linear entre peso e volume de recalque, e os parâmetros utilizados na simulação, apenas para fins de estimativa e análise de viabilidade, foram obtidos os seguintes volumes de recalque, indicados nas Tabela 10-7 e Tabela 10-8, para o molhe oeste e leste respectivamente.

Tabela 10-7 – Volumes de recalque para o molhe oeste

OESTE		Volume [m³]			Peso [tf]	Volume recalque [m³]
Comprimento [m]	Seção	Enrocamento Núcleo	Enrocamento Proteção	Filtro	Total	
185,81	AO	14.105	3.753	316	36.317	4.994
343	BO	34.382	14.303	1.667	100.538	13.824
475,41	CO	89.472	29.057	10.359	256.741	35.302
909,4	DO	260.179	85.347	34.857	757.282	104.126
956,42	EO	351.867	115.086	50.059	1.029.018	141.490
1781,6	FO	872.503	254.947	114.022	2.471.542	339.837
525,72	GO	331.677	87.270	39.387	912.728	125.500
50	Cabeço O	30.745	9.345	5.332	90.310	12.418

Tabela 10-8 – Volumes de recalque para o molhe leste

LESTE		Volume [m³]			Peso [tf]	Volume recalque [m³]
Comprimento [m]	Seção	Enrocamento Núcleo	Enrocamento Proteção	Filtro	Total	
318,92	AL	32.249	13.490	1.572	94.466	12.989
218,13	BL	41.030	12.652	4.762	116.411	16.007
168,35	CL	46.650	15.774	6.448	137.099	18.851
995,12	DL	367.995	120.758	53.040	1.078.282	148.264
1669,81	EL	824.051	239.284	106.868	2.329.719	320.336
1395,78	FL	877.248	232.537	113.896	2.435.971	334.946
50	Cabeço L	30.745	9.345	5.333	90.313	12.418

O acréscimo de volume, provocado pelo recalque, ocorre essencialmente no núcleo, de modo que o material adicional necessário corresponde ao enrocamento do núcleo.

### 10.2.2 Devido ao agulhamento

O agulhamento é o fato de que a acomodação dos blocos faz com que o perímetro envoltório do maciço, estimado com base na densidade aparente, seja maior do que o realmente formado, porque com o empilhamento do maciço as arestas (agulhas, ou cantos vivos) penetram mais pelos vazios, encaixando-se.

Assim o volume aumenta pois é necessário mais material para completar esses espaços.

O agulhamento é considerado aqui como sendo igual a 10% e aplicado a todas as camadas. Entretanto é necessário ainda uma melhor análise para uma estimativa mais precisa.

Na tabela, os valores para os Molhes Oeste e Leste:

Tabela 10-9 – Volumes totais de cada molhe aumentados devido ao agulhamento.

		1,1X Volume
VOLUME TOTAL MOLHE OESTE (m³)	2.840.037,71	3.124.041,48
VOLUME TOTAL MOLHE LESTE (m³)	3.155.726,60	3.471.299,26

## 11 MÉTODO CONSTRUTIVO

O método construtivo para os molhes na obra de Santos foram amplamente baseados nos relatórios de SETEPLA Engenharia de Projeto (1979) e de Infinito Ingenieria (2010) sobre as obras de molhes em Suape e Barra da Tijuca, respectivamente. A técnica principal utilizada foi a de ponta de aterro. Dessa forma, apenas caminhões foram utilizados para o transporte de material.



Figura 11-1 – Caminhão realizando o transporte de pré-moldados.



Figura 11-2 – Descarregamento de material pétreo para o enrocamento.

Para a obra de molhes em Santos, o uso de cábreas será necessário, pois o acesso rodoviário é restrito, principalmente na raiz do molhe leste. Em ambas as raízes, serão utilizados caminhões basculantes, guindastes, batelões do tipo split, tratores de lâmina, escavadeiras e cábreas.

É importante ressaltar que antes de ser iniciada a obra de molhes, deve ser feita uma dragagem dos sedimentos da bacia, de forma a manter a profundidade mais próxima da desejada ao final da obra.

O núcleo do molhe será constituído por enrocamento sem seleção granulométrica (material de todos os tamanhos) e inicialmente será obtido pelo basculamento direto em ponta de aterro, a partir da cota de coroamento. Isso evita que as ondas quebrem acima da cota e se perca material durante a obra. Os taludes formados pelo basculamento devem ter ângulo natural de 4/3 e o controle deve ser feito por levantamentos batimétricos e GPS para garantir conformidade a cada etapa. Na obra de Suape, esse controle foi feito de dez em dez metros.

Em relação a pista de rolamento, material fino deve ser colocado sobre o do núcleo para manter a tração nos caminhões, guindastes e tratores de lâmina. A função dos tratores é de garantir o espalhamento necessário ao material basculado pelos caminhões na cota de coroamento.

Após a formação do núcleo, devem ser feitos os enrocamentos de pé de talude e o manto interno, com as rochas de alta tonelagem ou pré-moldados. Eles serão depositados individualmente por meio de guindastes para garantir o maior intertravamento possível. Nesta etapa, novamente deve ser feito o controle por meio do GPS e levantamentos para garantir o ângulo de talude natural. Por fim, é colocada a armadura de rochas de alta tonelagem ou pré moldados por meio dos guindastes e feita a verificação de conformidade.



Figura 11-3 – Colocação de enrocamento por meio de guindaste.

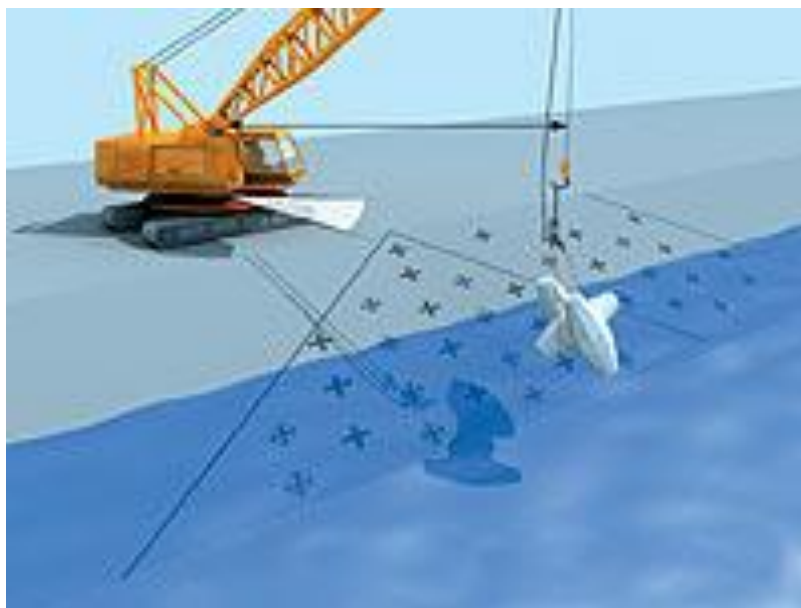


Figura 11-4 – Utilização de modelo para locação do pré-moldado.

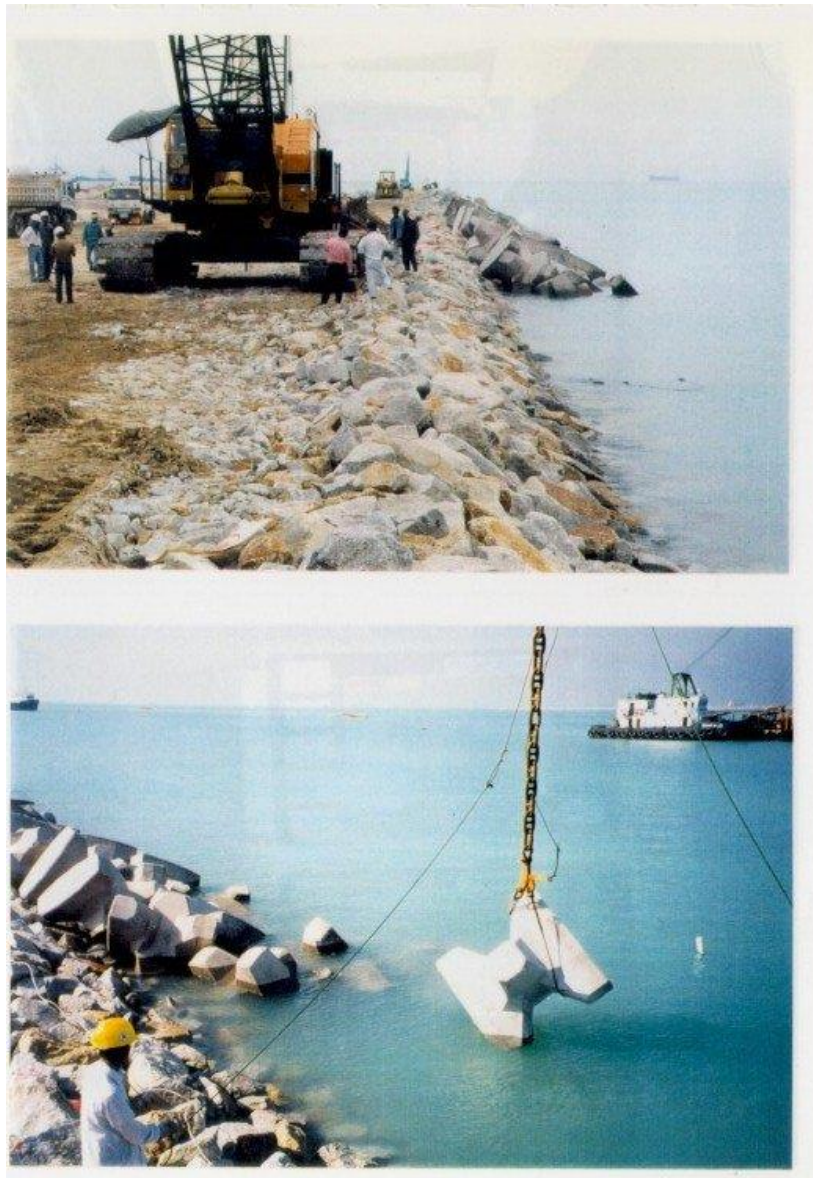


Figura 11-5 – Colocação de pré moldados com guindaste.

Após o término da estrutura de núcleo, subcamada e armadura, deve ser montada a superestrutura, que inclui o muro defletor com intervalos de doze metros para posicionamento de juntas de concretagem, os dutos e canaletas e por fim as camadas do pavimento.

O muro deve ser concretado em camadas, de modo que a camada seguinte seja feita aproximadamente 3 meses após a sua antecessora. Dessa forma, ao final da concretagem do muro, ele estará perfeitamente nivelado pois os recalques diferenciais já terão se completado.

A medida que a obra avançar e adentrar águas profundas, o material do núcleo deve ser depositado através dos batelões tipo split, já que possuem capacidade maior do que os caminhões. Ainda nessa etapa da obra, os caminhões serão necessários para as cotas acima e próximas do nível da água, já que o batelão precisa de uma margem de navegabilidade para a deposição do material pétreo.



Figura 11-6 – Barcaça do tipo Split.



Figura 11-7 – Barcaça do tipo Split depositando o material do núcleo.

Do mesmo modo, para aumentar a produtividade da obra, as cábreas devem substituir a função desempenhada pelos guindastes, devido a sua maior capacidade e potência de içamento, especialmente para os pré-moldados, já que o maior bloco pesa 21 tf.

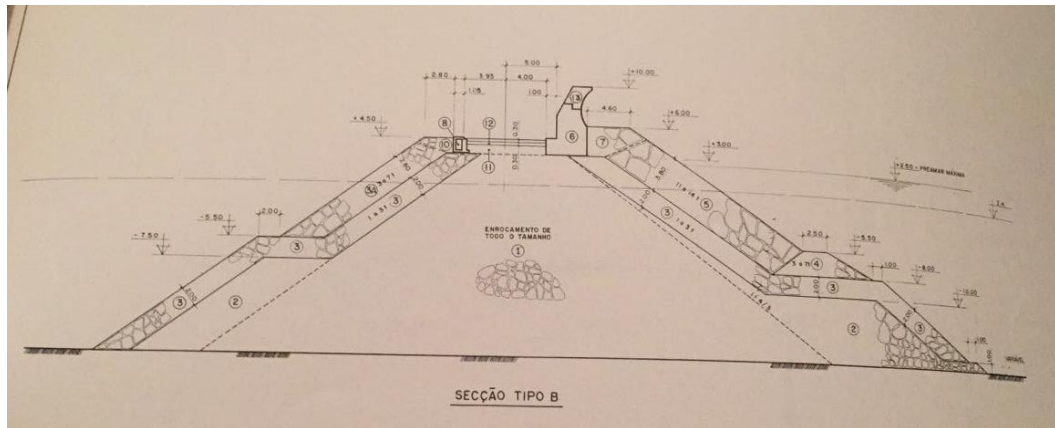


Figura 11-8 – Sessão-tipo da obra de Suape.

### 11.1 MOLHE LESTE

Assim como discutido no item 5 “Canteiro de obras”, um terminal de píer será utilizado na Praia do Góes para o desembarque dos caminhões basculantes das cábreas.

O acesso para os caminhões, tratores e guindastes na Praia do Góes será feito com o auxílio das cábreas no píer. Idealmente, os equipamentos e material necessários devem ser embarcados na cábreia a partir do canteiro central e levados pela hidrovia até o píer, onde será realizado o desembarque e carregamento do material pétreo para realizar o transporte até a raiz do molhe.

### 11.2 MOLHE OESTE

O molhe oeste possuirá um canteiro com armazenamento de material, que vai facilitar a operação em relação ao material e transporte com caminhões. O material será transportado com as cábreas, descarregado na rampa e depositado no canteiro pelos caminhões, que subsequentemente, se deslocará até a raiz do molhe para iniciar o processo de basculamento em ponta de aterro.

#### 11.1 EQUIPAMENTOS

Os equipamentos necessários para a obra e seus modelos são descritos a seguir:

- 2 Cábreas: Modelo Rondônia (100 ton) da Manobrasso (2016);



Figura 11-9 – Cábreia da Manobrasso.

- 6 Caminhões Basculantes: Modelo Actros 4844 8x4 Basculante Fora de Estrada da Mercedes-Benz (2017b);



Figura 11-10 – Caminhão Mercedes.

- 2 Tratores Buldôzeres: Modelo D9T da Caterpillar (2017a);



Figura 11-11 – Trator da Caterpillar.

- 2 Escavadeiras Hidráulicas: Modelo 374F L da Caterpillar (2017b);



Figura 11-12 – Escavadeira da Caterpillar.

- 2 Draglines: Modelo Dragline 8.000 da Caterpillar (2017c).



Figura 11-13 – Guindaste da Caterpillar.

Os equipamentos serão divididos de tal forma que metade da frota seja usada em cada molhe simultaneamente. Em relação aos batelões do tipo split, já foram mencionados no item 6.6 “Frota de Transporte” por serem parte do transporte de materiais adicionalmente à frota de obra.

## 12 MARINAS

Uma forma de tornar a construção dos molhes mais viável economicamente seria a construção de uma marina ou simplesmente um centro turístico com lojas de *souvenirs*, restaurantes e cafés, que poderiam ser uma fonte de receita para a manutenção dos molhes.

Em Portugal é comum ver marinas construídas na área abrigada pelos molhes. Abaixo, da Figura 12-1 até a Figura 12-3, mostra-se a disposição das mesmas:

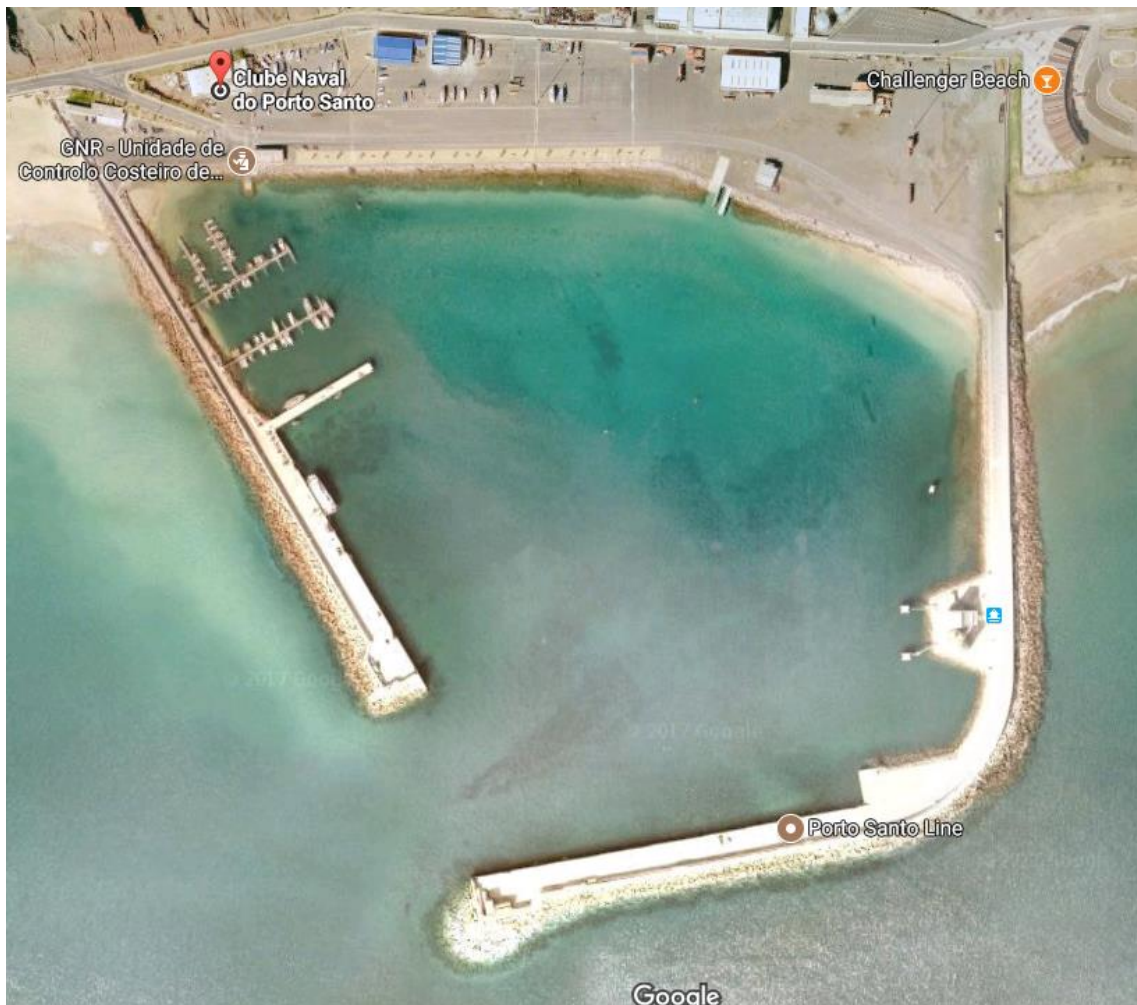


Figura 12-1 – Marina nos molhes de Porto Santo, Portugal.



Figura 12-2 – Marina de Peniche, Portugal.



Figura 12-3 – Marina Praia da Vitória, Lisboa, Portugal.

Os exemplos mostram que é comum a construção de marinas na área abrigada por molhes, mas é necessário um estudo para avaliar se tal empreendimento poderia gerar uma renda considerável a ponto de contribuir na amortização do investimento feito na construção dos molhes em Santos.

Os principais pontos a avaliar economicamente são:

A demanda na região: no caso de uma marina, qual seria a quantidade mínima de embarcações para viabilizar o empreendimento? Haveria essa quantidade na região disposta a pagar pelo uso das instalações?

Do ponto de vista ambiental, é viável?

A secretaria de turismo da cidade estaria disposta a investir nesse empreendimento? Em caso negativo, quem seria o investidor?

Existe uma demanda mínima de consumidores para o restaurante e as lojas?

Do ponto de vista técnico, seria alto o investimento para a construção de uma estrutura segura?

Além dos pontos levantados, é necessário considerar também que já foi feito o estudo de viabilidade da construção de uma marina pública no âmbito da revitalização da área portuária do Porto Valongo Santos (PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTOS, 2017).

Com potencial para gerar 1.200 empregos diretos, o 'Porto Valongo' vai ocupar a área degradada entre os armazéns 1 e 8, sem uso há décadas, com atividades náuticas, turísticas, empresariais e culturais. O projeto é fruto de um convênio assinado em 2008 entre a Prefeitura e a Codesp (Companhia Docas do Estado de São Paulo), tendo como interveniente a SEP (Secretaria Especial de Portos) da Presidência da República.

A Figura 12-4, extraída do projeto, apresentado à Prefeitura pela empresa que fez o estudo de viabilidade mostra como seria o local com a marina e a área comercial com restaurantes, museu marítimo, bases do Instituto Oceanográfico da USP e Instituto de Ciências do Mar da Unifesp e lojas.



Figura 12-4 – Modelo conceitual do Porto de Valongo em Santos.

Para esse estudo, foi considerada a construção de uma marina no tardo da estrutura do molhe oeste, próximo à cota de -4,00 m (DHN). Tal estrutura ocupará uma faixa de 600 metros sobre o molhe, de forma a ter *fingers* flutuantes de concreto armado e madeira, análogo ao que seria feito no Porto de Valongo. As medidas adotadas, comportam com folga 9 *fingers* flutuantes com os espaçamentos adequados para manobras dos barcos atracados (Figura 12-5 e Figura 12-6).

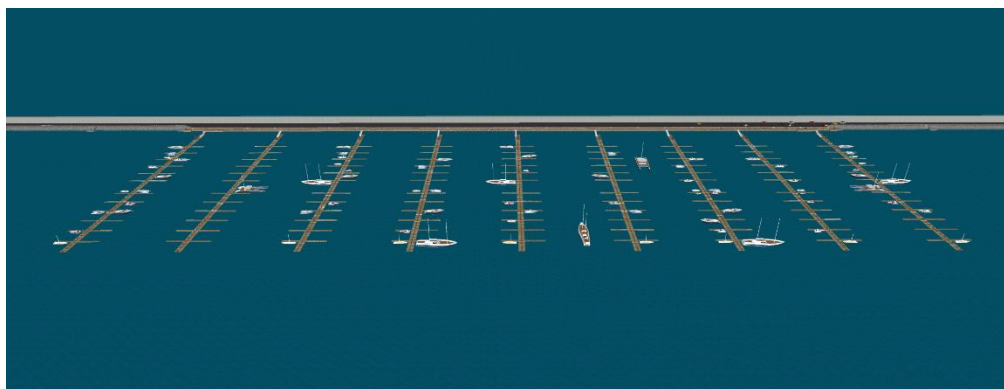


Figura 12-5 – Fingers flutuantes da marina.

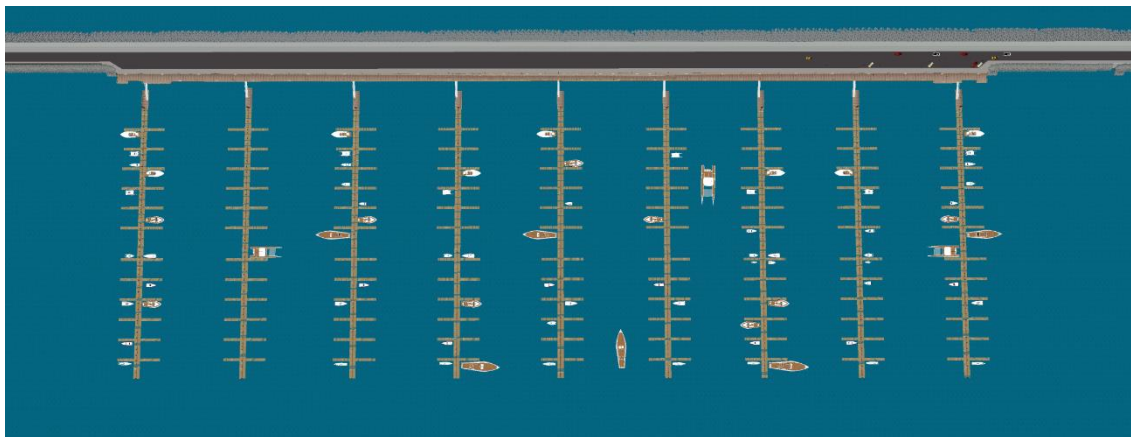


Figura 12-6 – Planta dos fingers

Essa marina seria implantada na grande área entre o canal de acesso e o molhe oeste, apesar de estar em uma região bem protegida pelo molhe, a altura das ondas nesse trecho é de aproximadamente 2,5 metros (para a onda centenária), podendo ser prejudicial a todas as pequenas embarcações ali atracadas, tendo essas condições em vista será necessário a construção de pontões flutuantes para amenizar a energia das ondas que ali chegam. Assim, teremos o layout como mostra a Figura 12-7.

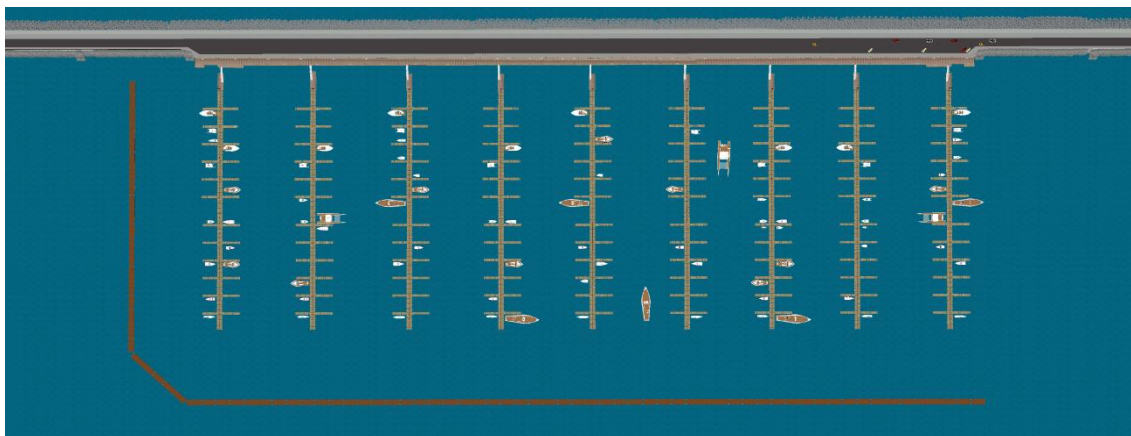


Figura 12-7 – Layout final.

Conceitualmente, sobre o molhe deverá existir um acesso para veículos de passeio para acesso à marina, assim deve ser pensada uma pista de mão dupla sobre o molhe com largura total de aproximadamente 8 metros, tendo assim uma folga para manobra dos mesmos, caso necessário. Junto à marina propriamente dita haverá uma área reservada ao estacionamento de veículo e passagem de pedestres, como mostrado nas Figura 12-8 e Figura 12-9.



Figura 12-8 – Vista da marina.



Figura 12-9 – Vista da marina.

## PARTE IV - CONSIDERAÇÕES SOBRE VIABILIDADE ECONÔMICA

### 13 TEMPO ESTIMADO DA OBRA

Para realizar a estimativa de tempo de obra, serão definidos parâmetros básicos de tempo. Consideraremos seis dias úteis na semana, de acordo com o funcionamento das pedreiras, e a produção da pedreira escoada diariamente para os molhes em sua totalidade. Como temos 52 semanas no ano, o ano útil deverá ter:  $365 - 52 = 313$  dias (excluindo todos os domingos do ano). Para efeitos de arredondamento e desconto de feriados, consideraremos 300 dias no ano.

A produtividade da pedreira será o grande limitante do tempo obra, pois é o único fator que não pode ser melhorado em nenhum aspecto sem comprometer a viabilidade econômica da obra. A produtividade total de material pétreo de alta tonelagem é de 3.800 m<sup>3</sup>/dia.

O total de material pétreo na obra é de 7.637.066 m<sup>3</sup> considerando o recalque. Com a condição de agulhamento de 10%, o volume passa a ser 8.400.773 m<sup>3</sup>, que será considerado o volume final de obra.

Tabela 13-1 – Estimativa de tempo de obra.

	Produtividade (m <sup>3</sup> )
Dia	3.800
Ano	1.140.000
Total obra	8.400.773
	Tempo
Anos	7,369

De acordo com a tabela, a obra deve durar aproximadamente 7,4 anos ou 2690 dias. Devido a extensão da obra e a limitação em relação ao fluxo de material disponível, a estimativa está acima do valor esperado anteriormente, que era de 5 anos. O número de dias úteis na obra será de 2211.

## 14 CUSTOS DE REFERÊNCIA

### 14.1 IMPLANTAÇÃO CANTEIRO DE OBRAS

Inicialmente, foi realizada uma prospecção imobiliária de terrenos à venda ou aluguel na região da margem direita do Porto de Santos. Utilizando os valores pedidos pelos proprietários da região, chegou-se a um valor de R\$ 15/m<sup>2</sup> de terreno alugado mas o preço real praticado na região após negociações é de R\$ 3/m<sup>2</sup> (João Acácio Gomes de Oliveira, 2017, comunicação pessoal).

Desta forma, considerando apenas os alugueis de terreno, teremos:

Tabela 14-1 – Aluguel mensal.

Identificação	Localização	Área (m <sup>2</sup> )	Aluguel (R\$)
1	Embraport	3.000	9.000
2	Saipem	80.000	240.000
3	Wilson & Sons	106.000	318.000

O aluguel é um custo fixo da obra e será pago mensalmente. Considerando que o número de meses exato é de 88,4, o valor será arredondado para 89 meses.

Tabela 14-2 – Composição do aluguel.

Composição	Aluguel mensal (R\$)	Aluguel Total (R\$)
1 + 2	249.000	<b>21.912.000</b>
1 + 3	327.000	20.856.000

Dessa forma temos um custo final de aluguel de aproximadamente R\$ 22.000.000 para o terreno da Saipem. A área escolhida ao final das negociações pode ser a vizinha da Wilson & Sons, porém ela deve ter um custo final de aluguel menor do que este valor.

O custo de mobilização e desmobilização de equipamentos de dragagem e aterro é de R\$ 2.500.000 e será utilizado como base para o custo de mobilização e desmobilização do canteiro.

Adicionalmente, o custo de manutenção de equipe e equipamento é de R\$ 28.500. Dessa forma, utilizaremos esse valor para cada semana útil de trabalho.

Portanto, o custo total de canteiro é:

Tabela 14-3 – Custo total de canteiro.

Tipo	Custo (R\$)
Aluguel	22.000.000
Equipe e equipamentos	10.944.000
Mobilização	2.500.000
Canteiro Total	35.444.000

## 14.2 TRANSPORTE

O custo com transporte será considerado em relação às distâncias e valores informados pelas empresas para o material pétreo. Inicialmente, alguns parâmetros básicos foram pesquisados para tornar mais realista o cálculo do valor de transporte.

O litro de diesel é comercializado a R\$ 3,34 por litro, os caminhões geralmente rodam 3 quilômetros por litro e o frete é cobrado entre R\$ 0,10 e R\$ 0,30 por tonelada por quilometro rodado (FRETEBRAS, [s.d.]; GLOBO.COM, 2017).

Tabela 14-4 – Cálculo do combustível

Proveniência	Distância (km)/viagem	Viagens/dia	Distância/dia	km/litro de diesel	R\$/litro de diesel	Total/dia	Total geral
Intervales	7	86	576	3,00	3,34	641,50	1.418.357
Mongaguá	21	32	682	3,00	3,34	758,85	1.677.817

O cálculo da Tabela 14-4 não conta com o aluguel do veículo. Como o frete completo é de R\$ 0,10/ton\*km no mínimo, iremos considerar um terço desse valor para aluguel e operação de caminhões.

Tabela 14-5 – Custo de operação

Proveniência	Distância (km)/viagem	Viagens/dia	Distância/dia	Distância total (km)	Operação (R\$)
Intervales	7	86	576	1.273.536	2.827.250
Mongaguá	21	32	682	1.507.902	3.347.542

Tabela 14-6 – Custo de aluguel da frota.

Proveniência	Custo rodoviário total (R\$)
Intervales	4.245.607
Mongaguá	5.025.359

Em relação ao custo do transporte ferroviário, o seu custo é de R\$ 250/composição movimentada.

Tabela 14-7 – Custo de transporte ferroviário.

Proveniência	Composições/dia	R\$/ composição	Dias	R\$ total
Mongaguá	57	250	2211	31.506.750

Logo, o custo total de transporte de material é de R\$ 40.777.716.

### 14.3 MATERIAL PÉTREO

O custo do material pétreo será feito utilizando a Tabela 4-1, sobre os preços praticados nas pedreiras estudadas, e a Tabela 14-8 de composição de cada camada.

Tabela 14-8 – Volumes e preço do material pétreo sem agulhamento.

CAMADA	FAIXAS	Volume [m³]	Custo unitário [R\$/m³]	Custo total [R\$]
<b>ARMADURA INTERNA ENROCAMENTO</b>	<b>40 kgf</b>	743,24	71,50	53.141,66
	<b>130 kgf</b>	7.572,96	71,50	541.466,64
	<b>1,02 tf</b>	14.557,05	71,50	1.040.829,08
	<b>1,3 tf</b>	5.889,51	71,50	421.099,97
	<b>2,95 tf</b>	35.966,77	71,50	2.571.624,06
	<b>5,35 tf</b>	504.983,85	63,00	31.813.982,55
	<b>5,95 tf</b>	6.632,99	63,00	417.878,37

<b>ARMADURA EXTERNA ENROCAMENTO</b>	<b>3,3 tf</b>	3.010,12	71,50	215.223,58
	<b>9,7 tf</b>	20.220,45	63,00	1.273.888,35
<b>SUBCAPA INTERNA</b>	<b>2 kgf a 165 kgf</b>	6.364,00	71,50	455.026,00
	<b>135 kgf a 775 kgf</b>	218.253,32	71,50	15.605.112,38
	<b>1,7 tf a 3,4 tf</b>	5.333,00	71,50	381.309,50
<b>SUBCAPA EXTERNA</b>	<b>155 kgf a 435 kgf</b>	111,49	71,50	7.971,54
	<b>450 kgf a 1,3 tf</b>	8.863,22	71,50	633.720,23
	<b>1,0 tf a 2,7 tf</b>	303.660,93	71,50	21.711.756,50
	<b>1,7 tf a 3,4 tf</b>	5.331,50	71,50	381.202,25
<b>NÚCLEO</b>	<b>0,2 kgf a 28 kgf</b>	19.098,37	71,50	1.365.533,46
	<b>0,4 kgf a 83 kgf</b>	218.218,68	71,50	15.602.635,62
	<b>0,8 kgf a 163 kgf</b>	5.522.558,07	71,50	394.862.902,01
	<b>1,2 kgf a 205 kgf</b>	86.325,61	71,50	6.172.281,12
<b>TOTAL</b>		<b>6.993.695,13</b>		<b>495.528.584,83</b>

Este valor é do custo com o material pétreo somente, sem considerar o custo de colocação. Utilizando uma tabela de preços do site do DER para obras de contenção, chega-se a um valor de pedra de mão jogada (comercial) de R\$ 114,79. Como este valor inclui o transporte e compra do material, iremos utilizar como preço para a operação e colocação do material R\$ 30 por mês. Logo, o acréscimo final é de R\$ 179.872.929.

Ao final, considerando o agulhamento de 10%, chega-se a um volume de 7.693.064 m³ e um valor de R\$ 545.081.442 no material pétreo e de R\$ 197.860.222 para a operação. O total de custos para os blocos, de acordo com os passos anteriores, foi de R\$ 742.941.665.

## 14.4 BLOCOS DE CONCRETO

Para os blocos de concreto, foram utilizados valores fornecidos por uma empresa de dragagem, portanto, valores reais. Entretanto, apenas foram obtidos os custos para os blocos de 8 e 10 m<sup>3</sup>, de modo que o custo dos blocos de 3 e 6 m<sup>3</sup> tiveram que ser estimados. A favor da segurança, foram atribuídos os valores indicados na Tabela 14-9. Os valores já consideram os custos para operação e colocação dos pré-moldados.

Tabela 14-9 – Estimativa de custos para blocos de concreto sem agulhamento

CAMADA	FAIXAS	Unidades	Custo unitário [R\$/unid]	Custo total [R\$]
<b>ARMADURA INTERNA ACCROPODE II</b>	<b>10 m<sup>3</sup></b>	934,50	5.430,00	5.074.335,00
<b>ARMADURA EXTERNA ACCROPODE II</b>	<b>3 m<sup>3</sup></b>	4.833,34	3.500,00	16.916.672,50
	<b>6 m<sup>3</sup></b>	1.127,01	4.000,00	4.508.020,00
	<b>8 m<sup>3</sup></b>	75.427,38	4.450,00	335.651.820,75
	<b>10 m<sup>3</sup></b>	934,50	5.430,00	5.074.335,00
<b>Total</b>				<b>362.150.848,25</b>

Considerando novamente o agulhamento de 10%, chega-se a um volume de 707.708 m<sup>3</sup> e R\$ 398.365.933.

## 14.5 MUROS DEFLETORES DE CONCRETO

Os muros defletores serão implantados nos dois molhes para a proteção em relação às ondas. Dessa forma, seu comprimento e volumetria são definidos na Tabela 14-10.

Tabela 14-10 – Comprimento e volumetria dos molhes.

	<b>Molhe Oeste</b>	<b>Molhe Leste</b>	<b>Total</b>
<b>Comprimento</b>	4.699	4.497	9.196
<b>Volumetria</b>	213.081	196.911	409.992

De posse do volume de concreto necessário para os molhes, será definido um traço para o concreto de 1:2:3, que é utilizado comumente em vigas, lajes e pré-moldados em geral. Em volume, 1 saco de cimento de 50 kg será utilizado para cada 70 litros de areia e 100 litros de brita, aproximadamente, com um rendimento de 0,14 m<sup>3</sup> de concreto. A quantidade de água e aditivos deve ser determinada em obra baseado na trabalhabilidade do concreto.

Em relação aos custos dos materiais, o saco de cimento tem valor de R\$ 20, o metro cúbico de areia de R\$ 70 por metro cúbico e a brita de R\$ 84 por metro cúbico. Logo, o custo final dos materiais é descrito na Tabela 14-11.

Tabela 14-11 – Custo do concreto.

	Traço	Obra	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
Cimento (saco)	1	2.928.514	20	58.570.286
Areia (m <sup>3</sup> )	0,072	210.853	70	14.759.712
Brita (m <sup>3</sup> )	0,100	292.851	84	24.599.520
Volumetria (m <sup>3</sup> )	0,140	409.992	-	<b>97.929.518</b>

Em referência aos valores de execução (formas, mão de obra e transporte), será considerado um valor de 50% em relação aos custo final dos materiais. Logo o custo final será de R\$ 146.894.277.

#### 14.6 CUSTO TOTAL DA OBRA

Somando os custos obtidos acima, obtém-se a Tabela 14-12:

Tabela 14-12 – Custo total

Tipo	Custo (R\$)
Canteiro	35.444.000
Transporte	40.777.716
Muro	146.894.277
Enrocamento	742.941.665
Concreto	398.365.933
Total	1.364.423.591

Desta forma, o custo total da obra estimado está na ordem de grandeza de R\$ 1,4 bilhão.

## 15 TEMPO DE RETORNO DA OBRA

Para o cálculo do tempo de retorno da obra, é necessário saber qual a economia gerada pela diminuição da dragagem, sem considerar aspectos secundários, como maior faturamento do porto.

Os dados na Tabela 15-1 foram retirados do Trabalho de Formatura I e são sobre os valores atuais e estimados para o futuro após a obra.

Tabela 15-1 – Dados básicos

Dados básicos	
Volume atual (m <sup>3</sup> )	2.500.000
Dragagem atual (R\$)	60.000.000
Volume futuro (m <sup>3</sup> )	1.000.000
Dragagem futura (R\$)	24.000.000

Desta forma, pode-se calcular quanto tempo leva para que a obra pague, através da mitigação do gasto com dragagem, o seu próprio custo:

Tabela 15-2 – Payback da obra.

Economia anual (R\$)	36.000.000
Custo total de obra (R\$)	1.364.423.591
Anos	37,90

Portanto, a obra demora aproximadamente 37 anos e 11 meses para retornar o dinheiro investido, apenas contando com os ganhos em dragagem.

Para que o tempo de obra se torne mais próximo do real, deve-se considerar a diminuição da dragagem durante o tempo de obra (Tabela 15-3), o custo de navios com frete morto no porto (Tabela 15-4) e o custo da obra de defesa da praia.

Tabela 15-3 – Diminuição nos volumes de dragagem.

Ano	Volume de dragagem (m <sup>3</sup> )	Custo (R\$)
0	2.500.000	60.000.000
1	2.285.714	54.857.143
2	2.071.429	49.714.286
3	1.857.143	44.571.429
4	1.642.857	39.428.571
5	1.428.571	34.285.714
6	1.214.286	29.142.857
7	1.000.000	24.000.000

Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Estudo de viabilidade técnica de molhes guias-correntes no Canal da Barra de Santos

Tabela 15-4 – Mensário estatístico do Porto.

Mensários Estatísticos do Porto de Santos					
Ano	Navios com Frete Morto			Total de Navios que escalaram o Porto	% do total de navios
	Conteneiros	Graneleiros	Total		
2001	2	1	3	3669	0,08
2002	1	-	1	4002	0,02
2003	2	1	3	4142	0,07
2004	3	2	5	4542	0,11
2005	2	-	2	5227	0,04
2006	6	3	9	5245	0,17
2007	17	10	27	5398	0,50
2008	30	19	49	5524	0,89
2009	7	5	12	5353	0,22
2010	29	19	48	5378	0,89
2011	40	26	66	5874	1,12
2012	49	33	82	5595	1,47
2013	77	57	134	5003	2,68
2014	110	78	188	5193	3,62
2015	94	74	168	5144	3,27
2016	97	88	185	4723	3,92
Perdas futuras estimadas	(110)	(88)	(198)		

Em 2010 e 2011 foi feito o aprofundamento para a cota – 15,0 m (DHN) no canal, porém em julho de 2017, o calado dos navios foi reduzido de 13,2 m para 12,3 m, o que equivale a uma perda de 90 cm de calado para os navios do porto.

As perdas máximas ao longo dos últimos 15 anos do mensário foram de 110 contêineres e 88 graneleiros, que perdem US\$ 1,6 milhão e US\$ 0,324 milhão respectivamente por navio com peso abaixo do máximo para atender a restrição de calado de 13,2 m para 12,3 m.

Logo, o ganho do porto ao longo do tempo de retorno considerado apenas o atendimento aos navios com frete morto é de:

$$110 \times US\$ 1,6 \text{ Mi} + 88 \times US\$ 0,324 \text{ Mi} = US\$ 204,512 \text{ Mi}$$

Este montante equivale a R\$ 674,890 milhões de reais em cotação de dólar a R\$ 3,30.

A obra de defesa da praia, por sua vez, é de cunho emergencial e custaria em torno de R\$ 21.000.000. Com a implementação dos molhes, a obra de defesa se torna obsoleta, e será considerada a economia do montante que seria utilizado.

Desta forma, podemos fazer um cálculo descontando os valores de oportunidade acima descritos do valor da obra para chegar a um *payback* mais próximo do real.

Tabela 15-5 – *Payback* da obra.

Custos	
Obra	1.364.423.591
Economia	
Frete Morto	674.890.000
Obra de defesa	21.000.000
Dragagem durante a obra	144.000.000
Payback	
Obra-Economia	524.533.591
Dragagem anual	36.000.000
Anos	15

Logo, a obra pode se pagar em até 15 anos.

## 16 LEGADO DA OBRA

A obra dos molhes de Santos não apenas pode trazer os benefícios comerciais, econômicos e morfológicos ao Porto e a Baía de Santos, como deixa um legado por meio de benfeitorias aos habitantes da cidade.

Parte dessas benfeitorias são oriundas de parte das obras feitas para a viabilização do molhe como:

- Terminal de transferência de modais na área da Embraport: o terminal em forma de cais paralelo será uma benfeitoria feita na área da Embraport, que poderá utiliza-lo para o escoamento de contêineres, da mesma forma que a obra. A ramificação da linha férrea facilitará o uso do modal ferroviário para a empresa e pode gerar lucros.
- Marina do molhe oeste: a marina do molhe oeste terá como principal objetivo a integração harmoniosa entre o molhe e a cidade de Santos, além de gerar movimento comercial devido aos serviços diversos prestados no enraizamento (de estabelecimentos comerciais até o atracadouro para embarcações pessoais).
- Terminal do molhe leste: este terminal em formato de píer servirá para integrar a comunidade local da Praia do Góes ao Porto e pode ter diversas funções secundárias como incentivar a pesca e navegação local. Importante ressaltar que o acesso rodoviário à Praia do Góes é complicado e um píer pode solucionar parte dos problemas de locomoção dos habitantes.

A outra parte do legado da obra é imaterial, no sentido da tomada de decisão por realizar uma obra custosa inicialmente que gera benefícios amplos à economia nacional no longo prazo. Atualmente, o investimento em áreas de infraestrutura são baixos para as dimensões continentais do país e uma obra de tal porte pode alterar esta situação.

## CONCLUSÕES

A partir dos resultados dos estudos recentes realizados pelo CTH, é possível perceber a importância da implantação dos molhes no Canal da Barra de Santos, no que diz respeito à redução dos custos exorbitantes anuais com dragagens para manter a cota atual do canal.

A viabilidade técnica do empreendimento é garantida pela presença das jazidas de material, locais para o canteiro e técnicas construtivas que se adequem aos locais de difícil acesso como a Praia do Góes.

Em relação ao dimensionamento, o muro defletor foi calculado usando um método gráfico e a verificação da estabilidade só foi feita para as seções anteriores à zona de arrebentação. Assim, é necessária uma análise mais complexa dos esforços, sendo possível então dimensionar a armadura para as seções tracionadas da parede. Será preciso avaliar também se o galgamento nulo seria realmente necessário em todas as seções.

É necessário também prever seções de transição entre as seções com armadura externa de enrocamento e as que possuem Accropodes II, bem como transições entre as camadas (armadura, subcapa e núcleo), devendo seguir critérios de filtro entre as camadas de diferentes granulometrias, para evitar acomodações excessivas e perdas de finos.

Ainda sobre a estabilidade, os taludes 4:3 adotados para os taludes internos de enrocamento precisam ser verificados.

Os volumes calculados são uma primeira estimativa, é importante refiná-los, principalmente no caso das seções com Accropodes II. É preciso uma análise para determinar a melhor porcentagem para o agulhamento, por exemplo.

Além disso, para a previsão de recalque, foram feitas muitas considerações não só relacionadas aos parâmetros do solo, mas também com relação aos cálculos – foi realizada a simulação no software Phase apenas para a seção D, do Trabalho de Formatura I, e o resultado foi extrapolado para as outras seções a partir de uma relação linear entre o peso e o volume de recalque obtido. Portanto, essa estimativa vale para um estudo preliminar de viabilidade, mas para um estudo mais aprofundado, onde exigem-se resultados mais confiáveis, são necessárias campanhas de ensaios com a obtenção de amostras de qualidade, conduzidas com adequada supervisão de campo e de laboratório, para a obtenção de parâmetros reais.

Visto que é uma obra de grande magnitude, a construção por etapas foi um ponto levantado. Assim, um comprimento mínimo que já contribuísse para o aumento das velocidades no canal seria inicialmente construído e aos poucos expandido até o comprimento ótimo. Mas para isso, seriam necessárias novas simulações, para estipular a partir de qual comprimento é possível obter resultados positivos.

A conclusão em relação a viabilidade econômica do empreendimento é positiva, dado que um período de retorno do investimento de 15 anos é irrisório perto da vida útil do Porto. Dessa forma, a obra não apenas é recomendada, como necessária, de forma a diminuir os custos de manutenção da bacia.

É importante ressaltar que para a continuidade do estudo serão necessárias análises de impacto ambiental e social.

## **RELAÇÃO DE ANEXOS**

Anexo A – Seções transversais (Molhes Oeste e Leste)

Anexo B – Verificação da estabilidade do muro

Anexo C – Volumes

Anexo D – Modelo 3D Sketch-up

Anexo E – História: Molhes de Rio Grande

Anexo F – Exemplos de molhes em fotos

## REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIA

- ALFREDINI, P. **Modelação hidrossedimentológica na otimização de dragagens - Estudo de casos**. [s.l: s.n.].
- ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. **Engenharia Portuária**. [s.l.] Edgard Blucher Ltda., 2014.
- ALMEIDA, C. A. **Justiça manda ALL reativar ramal ferroviário Santos-Cajati**, 2015. Disponível em: <<http://www.ovaledoribeira.com.br/2015/02/justica-manda-all-reativar-ramal-ferroviario-santos-cajati.html>>. Acesso em: 19 jun. 2017
- BATTJES, J. A. SURF SIMILARITY. **Coastal Engineering Proceedings**, v. 1, n. 14, 1974.
- CATERPILLAR. **Cat | Trator D9T | Caterpillar**. Disponível em: <[https://www.cat.com/pt\\_BR/products/new/equipment/dozers/large-dozers/18238486.html](https://www.cat.com/pt_BR/products/new/equipment/dozers/large-dozers/18238486.html)>. Acesso em: 13 dez. 2017a.
- CATERPILLAR. **Cat | Escavadeira Hidráulica 374F L | Caterpillar**. Disponível em: <[https://www.cat.com/pt\\_BR/products/new/equipment/excavators/large-excavators/1000026900.html](https://www.cat.com/pt_BR/products/new/equipment/excavators/large-excavators/1000026900.html)>. Acesso em: 13 dez. 2017b.
- CATERPILLAR. **Cat | 8000 - Dragline de Pequeno Porte | Caterpillar**. Disponível em: <[https://www.cat.com/pt\\_BR/products/new/equipment/draglines/draglines/18265906.html](https://www.cat.com/pt_BR/products/new/equipment/draglines/draglines/18265906.html)>. Acesso em: 13 dez. 2017c.
- CCL. **ESTUDO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS E ESTUDO DE ALTERNATIVAS PARA O MOLHE DO CANAL DA JOATINGA NA BARRA DA TIJUCA – RJ**, 2016.
- CIRIA; CUR; CETMEF. **The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)**. 2. ed. London: C683, CIRIA, London, 2007.
- CODESP. **CODESP - Controle de Segurança dos Portos**. Disponível em: <<http://www.codesp.com.br/>>. Acesso em: 20 maio. 2017.
- CONCRETE LAYER INNOVATIONS. **Assistance & Services – Project sequencing | Concrete Layer Innovations - CLI**. Disponível em: <<http://calculateur.concretelayer.com/en/calculation.php>>. Acesso em: 12 dez. 2017.
- DELTARES. **About Delft3D - oss.deltares.nl**. Disponível em: <<https://oss.deltares.nl/web/delft3d/about>>. Acesso em: 12 dez. 2017.
- EUROTOP. **HR Wallingford - Overtopping**. Disponível em: <<http://www.overtopping-manual.com/manual.html>>. Acesso em: 12 dez. 2017.
- FIESP. **Relação de Pedreiras | Sindicato da Indústria de Mineração de Pedra Britada do Estado de São Paulo – SINDIPEDRAS**. Disponível em:

<<http://www.fiesp.com.br/sindipedras/sobre-o-sindipedras/associados/relacao-de-pedreiras/>>. Acesso em: 15 jun. 2017.

FRETEBRAS. **R\$/Ton\*Km ou R\$/Km ? - Comunicados Fretebras**. Disponível em: <<https://www.fretebras.com.br/blog/rs-ton-km-ou-rs-km-/>>. Acesso em: 13 dez. 2017.

**Fundamentos e Planilhas | Rumo RI**. Disponível em: <<http://ri.rumolog.com/ptb/fundamentos-e-planilhas>>. Acesso em: 11 dez. 2017.

GLOBO.COM. **Preço médio da gasolina volta a subir e se mantém acima de R\$ 4 por litro, diz ANP**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/economia/noticia/preco-medio-da-gasolina-volta-a-subir-e-se-mantem-acima-de-r-4-por-litro-diz-anp.ghtml>>.

IMPACTO LOGISTICA. **Dimensões dos Containers**. Disponível em: <<http://www.impactolog.com.br/containers.html>>. Acesso em: 11 dez. 2017.

INFINITO INGENIERÍA. Especificações para Enrocamentos do Quebra-mar - Alternativa Core Loc - Porto de Açu no Norte Fluminense. 2010.

INFINITO INGENIERÍA. Projeto Executivo de Revitalização do Complexo Lagunar da Barra da Tijuca. 2016.

MANOBRASSO. **Apresentação Comercial Manobras**. Disponível em: <<http://www.abtp.org.br/upfiles/fornecedores/apresentacao-comercial-manobras-2016.pdf>>. Acesso em: 11 dez. 2017.

MERCEDES-BENZ. **Actros - Mercedes-Benz**. Disponível em: <<https://www.mercedes-benz.com.br/caminhoes/actros>>. Acesso em: 11 dez. 2017a.

MERCEDES-BENZ. **Mercedes-Benz - Actros 4844**. Disponível em: <<https://www.mercedes-benz.com.br/caminhoes/actros/actros-4844-8x4-basculante-fora-de-estrada>>. Acesso em: 13 dez. 2017b.

MICHE, M. Mouvements ondulatoires de la mer en profondeur constante ou décroissante. **Annales de Ponts et Chaussées**, 1944, pp (1) 26-78,(2) 270-292,(3) 369-406, 1944.

PORTO DE SANTOS. **Porto de Santos - Port of Santos - Puerto de Santos**. Disponível em: <<http://www.portodesantos.com.br/>>. Acesso em: 19 jun. 2017.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SANTOS. **Revitalização do Porto Valongo Santos**. Disponível em: <<http://www.santos.sp.gov.br/?q=aprefeitura/secretaria/assuntos-portuarios%2C-industria-e-comercio/porto-valongo>>. Acesso em: 12 dez. 2017.

REIS, L. F. B. **Estudo em modelo reduzido de fundo móvel do Porto de Santos. Apresentado no 1º ciclo de palestras de Engenharia Costeira**. In: INPH. Rio de Janeiro, 1978. Disponível em: <[https://scholar.google.com/scholar\\_lookup?title=+Estudo+em+modelo+reduzido+de+fundo+m%C3%B3vel+do+Porto+de+Santos&author=REIS+L.+F.+B.&publication\\_year=1978](https://scholar.google.com/scholar_lookup?title=+Estudo+em+modelo+reduzido+de+fundo+m%C3%B3vel+do+Porto+de+Santos&author=REIS+L.+F.+B.&publication_year=1978)>. Acesso em: 12 dez. 2017

RUMO LOGÍSTICA. **Rumo Logística.** Disponível em: <[http://pt.rumolog.com/conteudo\\_pti.asp?idioma=0&conta=45&tipo=27024](http://pt.rumolog.com/conteudo_pti.asp?idioma=0&conta=45&tipo=27024)>. Acesso em: 19 jun. 2017.

RUNDGREN, L. **Water wave forces: a theoretical and laboratory study.** [s.l.] Kungl. Tekniska Högskolan, 1958. v. 54

SAINFLOU, G. Essai sur les digues maritimes verticales. **Annales de ponts et chaussées, vol 98, tome II, 1928 (4) pp 5-48**, 1928.

SETEPLA ENGENHARIA DE PROJETO LTDA. Complexo Industrial e Portuário de Suape - Molhe Sul. mar. 1979.

US ARMY. Shore protection manual: Volume I and II. **SPM1984**, 1984.

US ARMY. **Coastal Engineering Manual, Engineering Manual 1110-0-1100.** [s.l.] U. S. Army Corps of Engineers, 2002.

VERA-CRUZ, D. Franchissement de brise-lames à talus avec mur-rideau. **La Houille Blanche**, n. 5, p. 409–419, 1972.

WORK BARGE BROOKERS. **Catálogo de split barges à venda.** Disponível em: <<http://www.workbargebrokers.com/hopper-barges>>. Acesso em: 11 dez. 2017a.

WORK BARGE BROOKERS. **660 m3 Crane Loading Split Hopper Dredge.** Disponível em: <<http://www.workbargebrokers.com/product/2703/170631-dg-bs>>. Acesso em: 11 dez. 2017b.