



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Maria Vitória Grieco Gonzalez

**Modelagem e análise do reforço estrutural do Cais da Gamboa
visando aprofundamento do berço de atracação**

Rio de Janeiro

2019

Maria Vitória Grieco Gonzalez

**Modelagem e análise do reforço estrutural do Cais da Gamboa visando
aprofundamento do berço de atracação**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco

Coorientador: Prof. Dr. Bruno Texeira Lima

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

G643 Gonzalez, Maria Vitória Grieco.
Modelagem e análise do reforço estrutural do Cais da Gamboa
visando aprofundamento do berço de atracação / Maria Vitória
Grieco Gonzalez. – 2019.
140f.

Orientador: Marcus Peigas Pacheco.
Coorientador: Bruno Teixeira Lima.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de
Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Portos - Teses. 3. Análise
estrutural (Engenharia) - Teses. 4. Método dos elementos finitos -
Teses. 5. Gamboa (Rio de Janeiro, RJ) - Teses. I. Pacheco,
Marcus Peigas. II. Lima, Bruno Teixeira. III. Universidade do
Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 627.2

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial
desta tese, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Maria Vitória Grieco Gonzalez

**Modelagem e análise do reforço estrutural do Cais da Gamboa visando
aprofundamento do berço de atracação**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovado em: 18 de dezembro de 2019.

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco (Orientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof. Dr. Bruno Texeira Lima (Coorientador)

Faculdade de Engenharia – UERJ

Prof^ª. Dra. Bernadete Ragoni Danziger

Faculdade de Engenharia - UERJ

Aureo Pinheiro Ruffier, DSc.

RUFFIER Consultoria Ltda.

Rio de Janeiro

2019

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço aos meus pais, Julio e Beth, pelo apoio e carinho sempre presentes, aos conselhos, orientações e incentivos dados. À minha irmã Ana, por sempre estar ao meu lado.

À Fernando, meu companheiro de vida, por me fazer feliz todos os dias. Muito obrigada por me incentivar a concluir mais esta etapa. Muito obrigada por me mostrar amor incondicional em tudo.

Muito obrigada em especial ao Professor Marcus Pacheco, pela paciência, confiança e por quebrar a cabeça comigo durante o desenvolvimento deste trabalho. Muito obrigada por me mostrar que o trabalho do Engenheiro vai muito além da capacidade de resolver problemas.

Agradeço ao Professor Bruno Lima pelas excelentes e divertidas aulas durante o programa. Muito obrigada por toda ajuda na conclusão deste trabalho.

Ao diretor no INPH, Eng^o Domenico Accetta, pelo papel de liderança no setor portuário brasileiro e por incentivar a busca pelo conhecimento técnico nacional. Ao Eng^o Alexandre Angelim, da Companhia Docas do Rio de Janeiro, por disponibilizar o projeto em questão.

Finalmente, a todos meus amigos e família, por me aturarem falando sobre o mestrado durante esses dois anos e por sempre me mostrarem que ser feliz é a coisa mais importante.

A todos, MUITO OBRIGADA!

Pratique e tudo virá.

Sri K. Pattabhi Jois

RESUMO

GONZALEZ, Maria Vitória Grieco. Modelagem e análise do reforço estrutural do Cais da Gamboa visando aprofundamento do berço de atracação. 2022. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

É por meio dos portos onde se realizam grande parte das exportações e importações de bens e mercadorias no Brasil. É o aumento da demanda de trocas comerciais que desperta a necessidade de modernização de um porto, permitindo que embarcações maiores e equipamentos de transbordo de maior capacidade sejam capazes de operar em tal instalação portuária. Portanto, visando acomodar navios maiores, o presente trabalho trata do reforço estrutural do Cais da Gamboa, no Porto do Rio de Janeiro (RJ), visando o aprofundamento do berço de atracação do terminal de passageiros. O Cais da Gamboa é uma estrutura histórica dentro do contexto da cidade do Rio de Janeiro e, o projeto de reforço visa manter íntegra a mesma, além de não alterar a lâmina d'água da baía de Guanabara, patrimônio ambiental. Esta dissertação busca trazer todo o histórico do Cais e mostrar a evolução da administração do Porto do Rio de Janeiro ao longo dos anos. Este trabalho apresenta sucintamente uma revisão bibliográfica sobre investigações geotecnológicas no âmbito das obras marítimas, seus aspectos geotécnicos, além de tratar brevemente do processo de dragagem. A modelagem do projeto de reforço estrutural foi realizada no *software* RS2, com o uso do Método dos Elementos Finitos. Com isso, analisou-se a estabilidade do Cais através do Fator de Segurança da obra, observando resultados como tensões máximas cisalhantes desenvolvidas pelo maciço e deslocamento total da estrutura.

Palavras-chave: Cais. Modelagem Numérica. Análise de estabilidade. Empuxo de terra. Dragagem.

ABSTRACT

GONZALEZ, Maria Vitória Grieco. Reinforcement of the historic quay of Gamboa to deepen the mooring berth. 2022. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2022.

It is through ports where most of the exports and imports of goods take place in Brazil. It is the increased demand for trade that arouses the need for port modernization, enabling larger vessels and larger capacity equipments to be able to operate in such facility. Therefore, aiming to accommodate larger ships, the present work deals with the structural reinforcement of the Gamboa Quay, in the Port of Rio de Janeiro (RJ), aiming at deepening the berth of the passenger terminal. The Gamboa Pier is a historic structure within the context of the city of Rio de Janeiro, and the reinforcement project aims to maintain this structure in its entirety, as well as not altering Guanabara Bay's water area, an environmental heritage site. This thesis seeks to bring all the history of the quay and show the evolution of the administration of Rio de Janeiro Port over the years. This work briefly presents a review on topics such as geotechnological investigations in the field of maritime works, their geotechnical aspects, and briefly discusses the dredging process. The structural reinforcement project modeling was performed using RS2 software by Canadian company Rocscience, using the Finite Element Method. Thus, the stability of the quay was analyzed through the Safety Factor of the work, observing results as maximum shear stresses developed by the massif and total displacement of the structure.

Keywords: Quay. Numerical Modelling. Stability Analysis. Earth Pressure. Dredging.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração do ensaio SPT	20
Figura 2 - Desenho esquemático da geometria de um cone e a estrutura de cravação	22
Figura 3 - Esquema ilustrativo do sistema reflexivo de alta resolução e o produto da investigação para interpretação	25
Figura 4 - Esquema ilustrativo do funcionamento do "peixe"	26
Figura 5 - Exemplos de imagens obtidas através do sonar de varredura lateral	27
Figura 6 - Esquema de funcionamento de investigação sísmica.....	28
Figura 7 - Estrutura metálica que é rebocada com os equipamentos de sísmica. Este equipamento em específico é denominado GAMBAS.....	29
Figura 8 - Levantamento batimétrico por varredura (a) ou perfilagem (b), respectivamente.....	30
Figura 9 - Ilustração esquemática da seção transversal de uma parede de estacas-prancha com auxílio de um tirante como sistema de ancoragem.....	33
Figura 10 - Ilustração esquemática de um muro de peso – Seção transversal (a), vista frontal dos blocos na horizontal (b), vista frontal dos blocos inclinados (c)	34
Figura 11 - Cais de paramento aberto com tirante ou estaca inclinada	35
Figura 12 - Variação no tipo de empuxo com o deslocamento da parede de contenção	36
Figura 13 - Cravação de estaca no Porto de Pecém (CE)	39
Figura 14 - Modos de colapso geotécnico do cais	40
Figura 15 - Valores de sobrecarga preconizados pela NBR 9782/1987.....	46
Figura 16 - Ciclo de Dragagem	51
Figura 17 - Técnicas de despejo do material retirado.....	52
Figura 18 - Impacto da dragagem no crescimento da demanda global.....	53
Figura 19 - Uso da dragagem para criação de novas áreas terrestres - caso Dubai. .	54
Figura 20 - Beneficiamento de praia por meio de dragagem - <i>Rainbowing</i>	54
Figura 21 - Exemplos de dragas mecânicas	56
Figura 22 - Draga hidráulica de sucção e recalque	57
Figura 23 - Mapas atual e de 1789 sobrepostos – grande avanço de terras ao mar ..	59
Figura 24 - Cais da Gamboa - Armazéns e linha de cais	60

Figura 25 - Interpretação do perfil do solo da época a partir das sondagens A e B	61
Figura 26 - Foto da construção do muro do cais - trabalhadores em frente à enseadeira	62
Figura 27 - Zoneamento atual do Porto do Rio de Janeiro	64
Figura 28 - Acesso marítimo do Porto do Rio de Janeiro	66
Figura 29 - Seção transversal esquemática do cais da Gamboa	68
Figura 30 - Blocos de fundação em maré média	69
Figura 31 - Introdução do caixão sob o flutuante para a ligação com a enseadeira ..	70
Figura 32 - Enchimento das cavernas	70
Figura 33 - Elevação da muralha no interior da enseadeira depois do enchimento da câmara e retirada das campânulas	71
Figura 34 - Estrutura do caixão	72
Figura 35 - Caixão tipo atracado no cais	72
Figura 36 - Maior caixão empregado do tipo especial de 10 metros de altura	73
Figura 37 - Extensão do projeto de reforço estrutural	74
Figura 38 - Seção transversal do Cais da Gamboa, reforçado com tirante	75
Figura 39 - Seção transversal do Cais da Gamba - cravação de estacas	76
Figura 40 - Esquema de instalação das estacas raiz e estacas tubulares	76
Figura 41 - Seção transversal do Cais da Gamboa - Execução do Jet Grouting	77
Figura 42 - Seção transversal do Cais da Gamboa – Laje de ampliação e dragagem	78
Figura 43 - Seção transversal Cais da Gamboa - Instalação das defensas e cabeços de amarração	79
Figura 44 Layout do Cais da Gamboa antes (a) e após o reforço estrutural e dragagem (b).....	80
Figura 45 - Diagrama tensão deformação do modelo Mohr-Coulomb.....	83
Figura 46 - Representação do comportamento tensão deformação durante carregamento e descarregamento	84
Figura 47 - Interface do RS2 em que se define propriedades do projeto	86
Figura 48 - Furos de sondagem SPT ao longo do Cais da Gamboa	87
Figura 49 - Geometria da situação atual	88
Figura 50 - Geometria da segunda etapa - execução do tirante	89
Figura 51 - Geometria da terceira etapa de modelagem - Estaqueamento + <i>Jet Grouting</i> + 1a etapa de dragagem	90
Figura 52 - Geometria da quarta etapa da modelagem - 2ª etapa de dragagem	90

Figura 53 - Geometria da quinta etapa da modelagem - 3ª etapa de dragagem.....	91
Figura 54 - Geometria da sexta etapa de modelagem - execução da laje de ampliação do cais.....	91
Figura 55 - Última etapa da modelagem - aplicação de sobrecarga na retroárea do cais	92
Figura 56 - Geometria da etapa final de modelagem	93
Figura 57 - <i>Workflow tabs</i> - Interface RS2.....	94
Figura 58 - Geometria do problema durante a primeira etapa - Situação Inicial	94
Figura 59 - Modelo com malha na primeira etapa - Situação Inicial.....	96
Figura 60 - Instalação do tirante - 2a etapa de modelagem	97
Figura 61 - Hachurado modelando a coluna d'agua mais o carregamento devido à agua	98
Figura 62 - Desenho do modelo em sua última etapa – com todas as restrições e carregamentos	98
Figura 63 - Regiões de máximas tensões cisalhantes de cada etapa executiva de (a) a (g), etapa 1 a 7, respectivamente. Em detalhe, escala de cores de acordo com variações da tensão de cisalhamento	102
Figura 64 - Interface entre o enrocamento de alívio e o material de aterro da retroárea - interface com grandes tensões cisalhantes	105
Figura 65 - Deslocamentos totais após cada etapa de modelagem.....	106
Figura 66 - Deslocamento das estacas para cada etapa de execução do modelo ...	108
Figura 67 - Fator de segurança para todas as etapas executivas.....	110
Figura 68 - Diferentes tirantes sob condição de trabalho e ruptura.....	112
Figura 69 - Tirante GW 32 mm em situação de trabalho e de ruptura; comparativo entre diferentes comprimentos	113
Figura 70 - Variação do N_{spt} com a profundidade – Cais da Gamboa	115
Figura 71 - Formação do talude de dragagem ao final da obra.....	116
Figura 72 - Inclinação do talude de dragagem ao final da obra, já com sobrecarga .	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Aplicabilidade dos ensaios in situ e de laboratório para areias e argilas	24
Tabela 2 - Propriedades dos materiais geotécnicos	88
Tabela 3 - Relação de cor para os materiais geotécnicos	88
Tabela 4 - Propriedades para o sistema de ancoragem.....	89
Tabela 5 - Propriedades para os elementos estruturais	90
Tabela 6 - Deslocamentos laterais das estacas e relação de deslocamento com a profundidade	109
Tabela 7 – Fator de segurança de todas as etapas executivas	110
Tabela 8 - Diferentes tirantes Dywidag usados e suas características	113
Tabela 9 - Comprimentos dos tirantes.....	113
Tabela 10 – Diferentes tirantes e suas cargas de ruptura e trabalho, e FS.....	118
Tabela 11 – Comparativo dos resultados das análises dos tirantes:.....	114
Tabela 12 – Dimensões para as embarcações-tipo	116
Tabela 13 – Fator de segurança o talude de dragagem ao final da obra	117

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	13
Atividade portuária brasileira	13
Organização da dissertação	15
1. INVESTIGAÇÕES GEOTECNOLÓGICAS DE OBRAS MARÍTIMAS	16
1.1. Introdução	16
1.2. Investigações geotécnicas	17
1.2.1. Amostragem superficial do leito marinho	18
1.2.2. Ensaio <i>in situ</i>	19
1.2.3. Ensaio de laboratório	23
1.2.4. Investigações geofísicas.....	24
1.2.5. Batimetria	29
1.2.6. Diretrizes geotécnicas para projetos de dragagem	31
2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EM UMA OBRA PORTUÁRIA	32
2.1. Tipos de cais	32
2.1.1. Cais de paramento fechado.....	32
2.1.2. Cais de paramento aberto	34
2.2. Empuxos do Solo	35
2.3. Métodos de Cravação de Estacas	38
2.4. Estabilidade Global	39
2.5. Estruturas de contenção	42
2.5.1. Cortina e muro de peso	42
2.5.2. Sistema de ancoragem – tirantes	43
2.6. Ações em estruturas portuárias	44
2.6.1. Aspectos estruturais das obras portuárias.....	44
2.7. Dragagem	50
2.7.1. A necessidade da dragagem	53
2.7.2. Tipos de dragas e equipamentos.....	55
3. ESTUDO DE CASO – CAIS DA GAMBOA	58
3.1. Histórico do Porto do Rio de Janeiro	58
3.1.1. Linha do tempo	62

3.2.	Porto Organizado do Rio de Janeiro.....	64
3.2.1.	Linha do tempo.....	66
3.3.	Processo construtivo do Cais da Gamboa.....	67
3.4.	Estudo de caso – Reforço estrutural do Cais da Gamboa visando aprofundamento do berço	74
4.	MODELAGEM DO PROBLEMA NO RS2.....	81
4.1.	Funcionamento do RS2	81
4.2.	Definições de projeto	85
4.3.	Etapas da modelagem.....	86
4.4.	Estrutura de análise no RS2	94
4.4.1.	Geometry.....	94
4.4.2.	Materials & Staging.....	94
4.4.3.	Mesh.....	95
4.4.4.	Support.....	96
4.4.5.	Groundwater.....	97
4.4.6.	Loads & Restraints	98
4.4.7.	Compute & Interpret	99
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELO MEF	100
5.1.	Análise da estabilidade do cais através do fator de segurança ao longo das etapas executivas	100
5.1.1.	Tensões máximas cisalhantes.....	101
5.1.2.	Deslocamentos totais	105
5.1.3.	Fator de Segurança	109
5.2.	Análise da escolha do tirante	111
5.3.	Análise do talude de dragagem no berço de atracação	114
	CONCLUSÃO	118
	REFERÊNCIA.....	120
	ANEXO	122

INTRODUÇÃO

Atividade portuária brasileira e a relevância do tema

O Brasil possui uma extensa costa e uma posição geográfica privilegiada, possibilitando um papel de extrema importância no âmbito portuário dentro do contexto da América Latina. O Brasil tem participação crescente no cenário do comércio exterior, realizando trocas com os mercados europeu, asiático e americano. É por meio dos portos onde se realizam grande parte das exportações e importações de mercadorias e bens do Brasil.

Além da sua grande faixa litorânea o Brasil possui inúmeros rios e canais que ligam a costa ao interior do país, que, apesar de pouco explorado, possui enorme potencial hidroviário para o escoamento da produção agrícola e industrial. Há a necessidade urgente, dentro do contexto nacional, de se desenvolver mais o transporte hidroviário, distribuindo de forma mais eficaz o transporte de cargas entre os diferentes modais. Sabe-se que, atualmente, grande parte do escoamento da produção é realizado através da matriz de transporte rodoviária. No entanto, conforme foi testemunhado em 2018, durante a greve dos caminhoneiros, não é possível sustentar todo transporte de cargas em um único modal. Portanto, ao desenvolver cada vez mais o transporte hidroviário e a navegação de cabotagem, é possível tornar mais eficiente a cadeia de transporte de mercadorias, evitando assim, que hajam gargalos durante o processo. É importante ressaltar que todo processo de transporte, além o tempo gasto para tal, influi diretamente no preço e na competitividade do produto, e conseqüentemente, para toda economia.

Em se tratando de portos é o aumento da demanda, importação e exportação, que ditam regra para a capacidade da embarcação que realiza tal movimentação. Em termos de projeto, denomina-se tal embarcação como navio-tipo. A partir do navio-tipo, avalia-se a capacidade do porto de receber e operar com esta embarcação, tornando necessária a constante intervenção nas instalações portuárias.

Assim sendo, embarcações maiores possuem maiores calados, que demandam maiores cotas nos acessos aquaviários e berços de atracação. Esta modificação no leito marinho é usualmente realizada através da operação de

dragagem. Ao rebaixar o leito marinho, muitas vezes se faz necessário o reforço estrutural da estrutura de acostagem, uma vez que os esforços de atracação e amarração de embarcações maiores são diferentes, além do aumento do desnível do leito marinho decorrente da dragagem.

Através do Plano de Desenvolvimento e Zoneamento (PDZ) e do Plano Mestre de um porto é possível organizar e melhor distribuir as áreas entre os terminais, sempre visando a melhor eficiência e desempenho da instalação portuária. Com isso, consegue-se sempre manter um porto competitivo diante do cenário mundial, possibilitando um aumento na movimentação e armazenamento de cargas.

Dentro desse contexto de renovação de um porto, o aspecto geotécnico se faz muito importante. Dependendo do tipo de paramento adotado em um cais deve ser dada muita atenção ao estudo das estruturas de contenção, como no caso de um cais de paramento fechado. O tipo de estrutura e paramento a ser escolhido, depende de diversos fatores conforme mencionado por Mason (1981). Na concepção de um projeto portuário, deve-se levar em consideração todas as variáveis intrínsecas ao meio ambiente da obra, ou seja, sua localização e função do terminal, o regime de mar do local, topografia, condicionantes geológico-geotécnicas, navios-tipo, equipamentos de operação de transbordo de cargas.

Portanto, do ponto de vista estrutural, as obras acostáveis podem ter uma distribuição contínua ao longo da linha de atracação, ou uma distribuição de pontos discretos.

Relevância do tema

Além da importância acima citada, o presente estudo de caso abordado nesta dissertação visa manter preservado um cais histórico da cidade do Rio de Janeiro. O projeto se utiliza de uma contenção contínua de estaca prancha para conter o *Jet Grouting* a ser realizado ao pé do muro de peso histórico que forma o paramento fechado do Cais da Gamboa. O projeto também engloba uma dragagem que aprofundará o calado do cais de -8,0 m para -13,5 m. O uso de tirantes como sistema de ancoragem do muro histórico também auxiliará na melhor distribuição de esforços após todas as intervenções.

O projeto foi modelado utilizando o Método de Elementos Finitos, através do programa RS2, desenvolvido pela *RocScience*. Foi possível discretizar cada

etapa do projeto e acompanhar a evolução das tensões dos elementos constituintes e as deformações da estrutura.

Organização da dissertação

A presente dissertação está organizada em seis capítulos, de forma que o leitor possa compreender de forma clara o tema aqui discutido. Os capítulos iniciais tratam da revisão bibliográfica relacionada ao projeto, além de todo histórico do Porto do Rio de Janeiro. Os capítulos finais tratam mais diretamente da modelagem e análise dos resultados encontrados.

Os Capítulos 2 e 3 têm como objetivo a apresentação, de forma resumida, de investigações geotecnológicas e aspectos geotécnicos de um projeto em âmbito portuário. Assim, são tratados temas como ensaios geotécnicos e geofísicos, batimetria, estruturas de contenção, ações a que são submetidas as estruturas portuárias e também, a dragagem. Estes capítulos visam situar o leitor para a compreensão de cada item incorporado ao projeto e como se dá a tendência de comportamento de toda estrutura.

O Capítulo 4 situa historicamente o leitor, explanando o método construtivo utilizado no século XX para a construção do Cais da Gamboa com auxílio de fotos da época. Além disso, o capítulo avança cronologicamente e apresenta como o Porto do Rio de Janeiro é atualmente organizado. Neste capítulo, o processo construtivo para o reforço estrutural no cais da Gamboa é detalhado, de acordo com o projeto da CDRJ.

O Capítulo 5 apresenta o modelo numérico usado nesta dissertação, mostrando as ferramentas e etapas a serem seguidas quando da realização das análises numéricas. Além disso, o capítulo traz parâmetros e características dos elementos e materiais definidos como parâmetros de entrada no *software*.

O Capítulo 6 traz as análises feitas a partir dos resultados obtidos na modelagem. O estudo se concentra em três análises distintas: estabilidade da obra em relação ao fator de segurança global, análise do sistema de ancoragem e, análise do talude de dragagem formado no berço de atracação.

Ao final deste trabalho são apresentadas as conclusões que puderam ser obtidas ao longo da dissertação, para em seguida apresentar as referências utilizadas na realização desta dissertação.

1. INVESTIGAÇÕES GEOTECNOLÓGICAS DE OBRAS MARÍTIMAS

1.1. Introdução

Particularmente no caso de obras marítimas uma campanha de investigações geotecnológicas deve ser muito bem planejada e executada, devido ao meio em questão – no mar, estas investigações preliminares agregam certo custo e dificuldades se não bem programadas. Uma campanha bem feita é essencial para evitar refazer ou complementar dados que se deseja pois, equipamentos e equipes de execução e de apoio marítimo parados podem elevar os custos, chegando até a inviabilizar um empreendimento.

Através de uma campanha de investigações geotécnica, objetiva-se conhecer a morfologia do leito marinho e as feições geológicas que podem ou não estar presentes. Além disto, o conhecimento do substrato marinho é de vital importância para o projeto de fundação da obra.

Para um projeto de dragagem o conhecimento geotécnico do local é essencial para o planejamento da operação, incluindo a escolha da draga adequada, metodologia a ser executada, quantidade do material a ser removido e suas propriedades físicas, além de estimar uma taxa de produtividade dos equipamentos a serem empregados.

O reconhecimento de uma área é geralmente realizado em duas ocasiões. Primeiramente é feito o reconhecimento geológico-geofísico regional, que permita se obter uma noção da morfologia, estratigrafia e feições de carácter regional. Feito este reconhecimento inicial, a área de interesse é melhor detalhada através de levantamentos geofísicos e geotécnicos.

O levantamento de informações já existentes pode ser obtido através de diversas fontes. Informações geológicas, topográficas, mapas de feições costeiras, dados hidrológicos, cartas náuticas entre outros, geralmente estão disponíveis em institutos de pesquisas, universidades, órgãos do governo ou forças armadas.

O reconhecimento do local deve ser feito com as informações já existentes em conjunto com observações visuais. Características genéricas do local, solo superficial, pontas de rocha, áreas de erosão, estruturas e fundações já existentes ou qualquer outra feição topográfica deve ser incluída e localizada nesta fase de reconhecimento. É de extrema importância também se conhecer

os efeitos de processos costeiros, correntes litorâneas e transporte de sedimentos – deposição e erosão natural da costa. Os dados já existentes devem ser comparados com as informações levantadas afim de se observar mudanças no local. Informações topo-batimétricas devem ser refeitas caso as existentes não estejam adequadas ou já não correspondem à realidade (muito antigas).

1.2. Investigações geotécnicas

As características do solo e rocha em regiões costeiras podem apresentar grande variação dentro de uma área delimitada, assim como em profundidade, devido à dinâmica do ambiente marinho onde há deposição e transporte de sedimentos. Portanto, para um bom projeto e dimensionamento de uma obra marítima é necessário não apenas o entendimento do comportamento da estrutura, mas também o apropriado dimensionamento das cargas ambientais associadas ao comportamento geotécnico da zona costeira. Portanto, é imprescindível uma compreensão das características geotécnicas da região em que se pretende trabalhar, assim como a geologia e a história local. Através de investigações geotécnicas é possível obter parâmetros do solo, a estratificação do terreno, possibilitando assim o correto dimensionamento das fundações da obra marítima.

As investigações geotécnicas para obras marítimas envolvem tanto retirada de amostras superficiais e profundas, como também furos de sondagem rotativa ou a percussão. Geralmente, as amostragens superficiais são retiradas em conjunto com investigações geofísicas. Os equipamentos podem ser montados em veículos terrestres – caso a localização do furo assim permita -, ou plataformas flutuantes e embarcações. O método e os equipamentos a serem empregados dependem do tamanho, profundidade e condições das investigações – como profundidade e ondas -, o tipo de amostragem e os ensaios necessários para melhor compreensão do tipo de material que se irá investigar.

Em uma campanha de investigação geotécnica se objetiva conhecer e identificar os principais parâmetros de resistência e propriedades físicas, sua constituição, homogeneidade, cor, formato e angulação dos grãos e estrutura do solo em questão. Já no caso de rochas, os objetivos são a identificação dos

parâmetros físicos e de resistência, intemperismo, homogeneidade, cor, grau de faturamento e disposição e estrutura dos minérios, entre outros.

Normalmente, uma campanha de investigação geotécnica inicial é feita concomitantemente a investigação geofísica, complementando os dados. Uma investigação geotécnica mais detalhada é realizada após esta campanha inicial, uma vez que já foram então identificados locais, ou rotas, que necessitam de uma investigação mais completa e detalhada. Isto permite uma escolha mais assertiva quanto a retirada de amostras e locais de teste para melhor identificação das camadas de solo e esclarecimento de possíveis feições ou anormalidades (Danson, 2005).

1.2.1. Amostragem superficial do leito marinho

As amostras superficiais retiradas do leito marinho são utilizadas, entre outras razões, para controle de dragagens, interpretação dos levantamentos geológico-geofísicos e estudos do potencial de erosão de projetos de estruturas marítimas, permitindo a verificação da homogeneidade do comportamento dos estratos superficiais.

As amostragens geralmente são realizadas com caixas de coleta (*box* ou *grab samples*) ou jateamento de água (*jet-probe*) (ABGE, 1998). Nestes tipos de amostradores as amostras vêm completamente desagregadas, permitindo somente a caracterização do solo. Por esta razão, os ensaios *in situ* são extremamente necessários para o conhecimento das condições dos materiais a serem trabalhados.

As caixas de coleta usualmente somente amostram o topo superficial do leito marinho, não mais que 20 a 30 centímetros de profundidade, sendo bastante utilizadas no auxílio da interpretação dos levantamentos geofísicos.

Já a amostragem por *jet-probe* pode atingir até 6 m de profundidade, sendo realizada com auxílio de mergulhadores. A perfuração é realizada pela injeção de água sob pressão (menos de 1 MPa). À medida que o injetor vai penetrando no solo, o material expulso vai sendo coletado em sacos plásticos. Esta técnica, devido à reduzida pressão hidrostática, só pode ser realizada em águas rasas, sendo eficiente para o controle de dragagens.

1.2.2. Ensaio *in situ*

Ensaio *in situ* são utilizados para se determinar os parâmetros do solo que irão ser incorporados ao projeto, uma vez que a retirada de amostras superficiais resulta em um amolgamento, alteração do estado de tensões e características do material. Portanto, a grande vantagem destes tipos de ensaios é permitir a determinação de importantes parâmetros do solo em seu estado natural. Certos tipos de equipamentos para estes ensaios são capazes de determinar um perfil contínuo do solo, indicando a variabilidade e caracterização de solos ao longo da profundidade e realizando testes com menor amolgamento do material.

Para solos grossos, a utilização de ensaios *in situ* permite a determinação de parâmetros importantes para o projeto, como por exemplo, densidade relativa dos grãos. Outra vantagem é a determinação dos resultados de forma mais rápida, não dependendo, portanto, da espera da análise em laboratórios em terra. No entanto, nos ensaios de campo, não é possível garantir e gerar diferentes caminhos de tensões.

Destaca-se a seguir uma breve descrição dos ensaios *in situ* frequentemente usados em obras marítimas.

- **Sondagem de Simples Reconhecimento**

O ensaio SPT é um dos mais utilizado em qualquer projeto de engenharia devido a sua simplicidade, robustez e rápido tempo de resposta. Com o uso do SPT é possível reconhecer o tipo de solo, seu perfil, resistência aos golpes, entre outras aplicações. A interpretação dos resultados é feita de forma simples e, devido a uma grande base de dados já existente, há um grande número de correlações empíricas e semi-empíricas que estimam o comportamento das fundações, além de parâmetros usados para a identificação e classificação dos solos investigados.

De acordo com a Norma NBR 6484/2001 [3], a execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, com SPT, têm como finalidade a determinação dos tipos de solo de acordo com a profundidade, posição do nível d'água e, os índices de resistência a penetração do amostrador (N) a cada metro

O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando um martelo com peso de

65 kg, caindo de uma altura de 750 mm. O valor N_{SPT} é o número de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 300 mm, após uma cravação inicial de 150 mm. A penetração é realizada por tradagem e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade através de um amostrador padrão, de diâmetro externo de 50 mm (Figura 1).

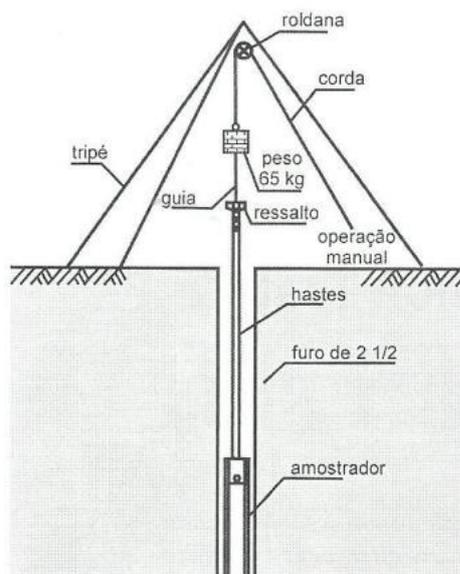


Figura 1 Ilustração do ensaio SPT. (Schnaid, 2000)

A NBR 6484/2001 exige que toda construção atenda a um número mínimo de sondagens, dependendo da área a ser construída. O grande objetivo da sondagem é permitir o reconhecimento da estratigrafia local, permitindo a interpretação das camadas e definição dos seus parâmetros de resistência. Em normas internacionais, é recomendado furos de sondagem SPT a cada 200 m para aprofundamento do leito marinho.

As grandes vantagens do ensaio SPT em relação a outros ensaios de investigação geotecnológica são: simplicidade do equipamento, baixo custo e obtenção de um valor numérico de ensaio que pode ser relacionado com regras empíricas de projeto.

É necessário o reconhecimento dos efeitos das condições do solo na resistência à penetração do equipamento. Quando o amostrador é impelido para dentro do solo, sua penetração é resistida pelo atrito nas superfícies externas e internas e na base do amostrador. Como resultado, a massa de solo nas proximidades do amostrador é afetada pela energia de choque do martelo

transmitida através das hastes. O excesso de poropressão gerado neste processo terá dissipação decorrente da permeabilidade do material testado.

- **Ensaio de Cone (CPT)**

Dentro do amplo espectro de obras marítimas o ensaio de cone é frequentemente utilizado em investigações de possíveis rotas para dutos submarinos, estruturas na zona costeira, projetos de dragagem e, como ferramenta complementar a investigações geofísicas para o mapeamento da morfologia da região.

O ensaio CPT é uma ferramenta que fornece dados de resistência do solo através da cravação do cone no solo a velocidade constante de 2 cm/s. O equipamento consiste em um cone padrão de 10 cm² de área e ponta com angulação de 60°.

O ensaio CPT é usado em obras marítimas sendo capaz de fornecer informações sobre o tipo de solo e a estratificação do terreno, assim como resistência não drenada em argilas e, densidade relativa e ângulo de atrito no caso de areias. Devido a seu mecanismo de investigação, o ensaio CPT permite com que se obtenha dados contínuos, acurados e precisos de acordo com a profundidade. Além disso, devido a sua velocidade constante de perfuração e mecanismo altamente mecanizado, o ensaio CPT apresenta uma maior velocidade de execução quando comparado a uma sondagem SPT.

Embora haja uma padronização internacional nos procedimentos dos ensaios, há diferenças entre equipamentos, que podem ser classificados em três categorias:

- Cone mecânico: caracterizado pela medida na superfície, com transferência mecânica pelas hastes, dos esforços necessários para cravar a ponta cônica q_c e o atrito lateral f_s – equipamento em desuso;
- Cone elétrico: células de carga instrumentadas eletricamente permitem a medida de q_c e f_s diretamente na sonda. Determina potenciais pontos de corrosão em estruturas e dutos, e detecção de poluentes na água;

- Piezocone (CPTu): que além das medidas de q_c e f_s , permite o contínuo monitoramento das poropressões u geradas durante o processo de cravação.

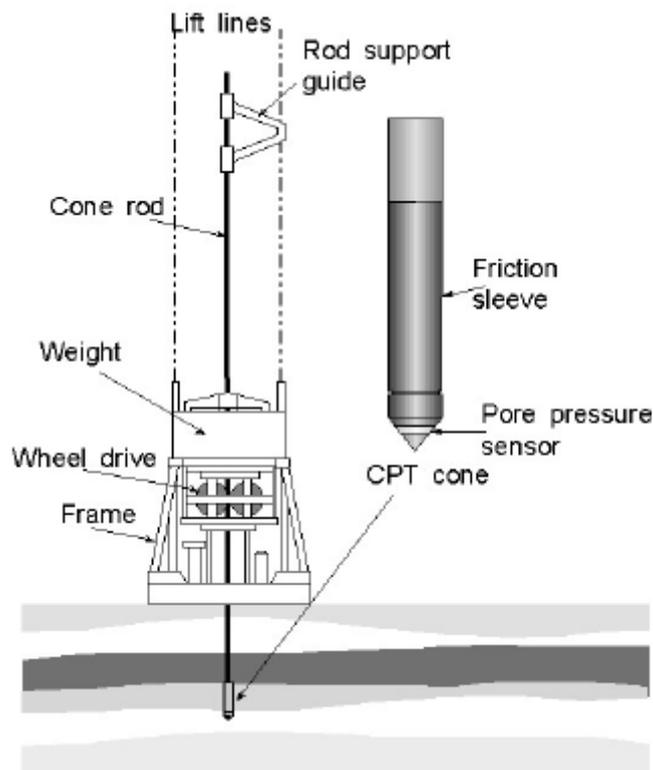


Figura 2 Desenho esquemático da geometria de um cone e a estrutura de cravação (Danson, 2005)

A Figura 2 mostra a geometria típica do equipamento de cravação do cone. A estrutura de fixação do equipamento ao fundo do leito marinho (*frame*) facilita a localização e estabilidade do furo de investigação. A haste cônica é cravada no solo através da roda. A sonda é revestida com uma luva que facilita o processo de cravação, diminuindo o atrito entre o equipamento e o solo. O medidor de poropressão fica localizado na ponta do cone.

As informações obtidas no ensaio são transmitidas em tempo real para a embarcação de apoio, que processa e analisa os dados. De acordo com Danson [14], a resistência medida necessita ser corrigida devido a poropressão que atua atrás da ponta cônica. No caso de solos finos, a resistência da ponta efetiva (q_{net}) é obtida subtraindo-se a sobrecarga da resistência de ponta corrigida, dando assim, uma informação de resistência não drenada mais precisa. A estratigrafia do solo é determinada através de um gráfico que indica a resistência de ponta de acordo com a profundidade.

Um dos tipos de equipamentos de cravação consiste de uma estrutura de reação fixado no leito marinho, sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para essa finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão ou elétrico. Uma válvula reguladora de vazão possibilita o controle preciso da velocidade de cravação durante o ensaio. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes de comprimento de 1 m, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. (ABGE, 1998)

A grande vantagem do CPT é o grande volume de solo que pode ser caracterizado de modo eficiente e econômico. Seus registros contínuos da resistência à penetração fornece uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo. Além disso, todo seu mecanismo funciona de forma mecanizada, tendo assim, menos influência do sondador. Isso permite que se obtenha dados seguros, precisos e acurados. Já suas desvantagens residem no fato de demandar grande custo de mobilização e limitações de penetração quando o solo apresenta uma condição mais densa e grãos mais grossos

1.2.3. Ensaio de laboratório

Os ensaios de laboratório realizados para uma obra marítima são usualmente os mesmos que são utilizados para obras em terra e seguem as mesmas normas. Ensaio realizado em laboratório devem ser conduzidos a partir de amostras representativas do solo a ser estudado e, para alguns ensaios, é necessária retirada de amostras indeformadas, além de condições ideais de transporte e armazenamento.

O distúrbio provocado na amostra pode ser estimado pela alteração do índice de vazios quando as amostras são recarregadas, uma vez que há descompressão e alteração das tensões quando a amostra é extraída.

A Tabela 1 que relaciona a aplicabilidade dos diferentes ensaios *in situ* e testes de laboratório para se determinar diferentes parâmetros do solo, específicos de cada projeto. A aplicabilidade pode ser medida através dos indicadores, a saber:

- 1 – Inapropriado
- 2 – Aceitável em situações não críticas

3 – Moderadamente bom

4 – Bom

5 – Muito bom

Parâmetros do solo	Ensaio <i>in situ</i>			Ensaio de laboratório		
	Tipo de ensaio	Aplicabilidade		Tipo de ensaio	Aplicabilidade	
		Areia	Argila		Areia	Argila
Interpolação da estratificação	Sísmica	2	2			
Classificação do solo	Batimetria	1	1	Distribuição granulométrica	5	2
	CPT	2	2	Umidade	2	3
	CPTU	4 a 5	4 a 5	Limites de Atterberg		5
Densidade do solo	CPT, CPTU	2	2	Peso específico e umidade	1 a 2	5
Resistência não-drenada (S_u)	CPT, CPTU		3 a 4	Ensaio triaxial		3 a 4
Resistência drenada	CPT, CPTU	3 a 4	2	Ensaio triaxial	5	5
Adensamento e permeabilidade	CPTU	1	3	Odometro	3	5

Tabela 1 Aplicabilidade dos ensaios *in situ* e de laboratório para areias e argilas. (Danson, 2005)

1.2.4. Investigações geofísicas

As características das condições de subsuperfície podem ser estudadas através de levantamentos geofísicos, que são métodos indiretos de coleta de dados. Estes levantamentos realizados no mar podem ser classificados como sistemas reflexivos de alta resolução e sistemas de refração sísmica.

Os levantamentos feitos por meio de sistemas reflexivos de alta resolução se utilizam de pulsos acústicos que são emitidos pelos equipamentos, que captam esse mesmo pulso refletido por uma fronteira de solo ou rocha. Com isso, é permitido o mapeamento do fundo do mar e dos estratos de solo superficial através do retorno de pulsos acústicos. Estes pulsos formam interfaces que são produto da variação das impedâncias acústicas dos vários materiais – solos ou rochas de sub superfície (Figura 3). Estas variações podem representar tanto uma mudança da natureza do material como alteração das suas propriedades físicas.

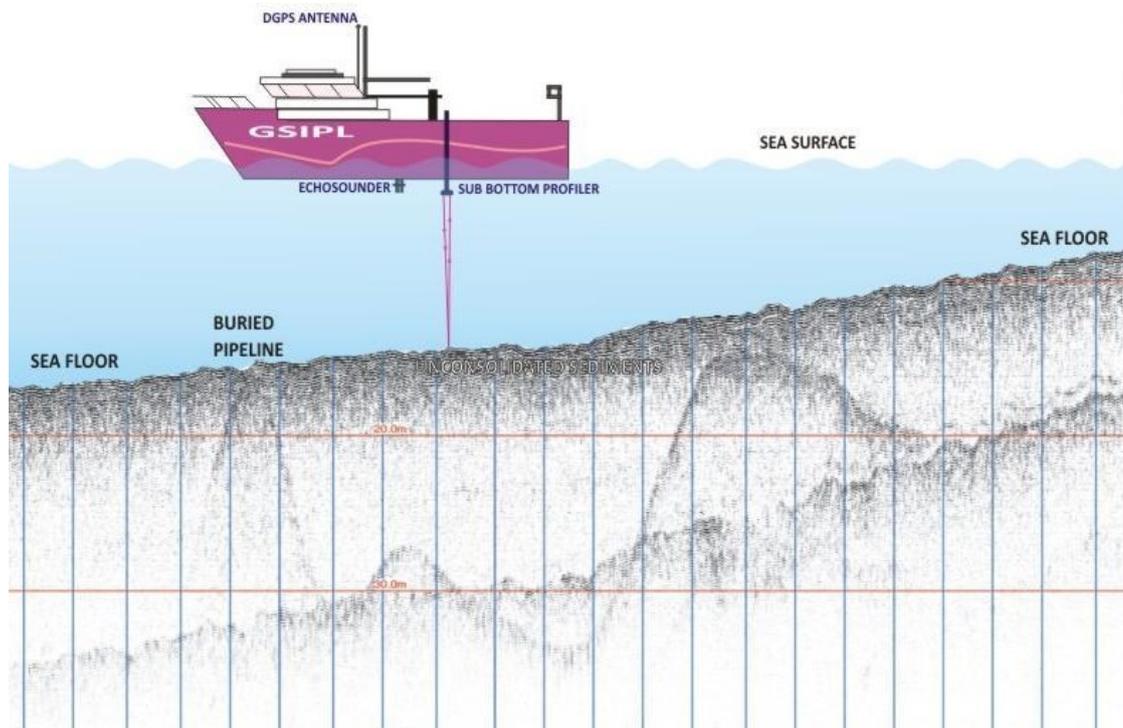


Figura 3 Esquema ilustrativo do sistema reflexivo de alta resolução e o produto da investigação para interpretação. (<https://docplayer.com.br/51393696-Processamento-sismico-aplicado-a-dados-de-alta-resolucao-para-caracterizacao-de-feicao-geologica-do-fundo-ocean>)

Já os levantamentos por sistema de refração sísmica são caracterizados por emitirem um pulso acústico e realizam a medição da energia que é refratada pelos diferentes materiais que compõe a subsuperfície do leito marinho.

O que diferencia os métodos de refração sísmica são as diferentes frequências de operação, podendo assim, desenvolver perfis de batimetria, localização de maciços rochosos e estratigrafia. A diferença de frequência que cada equipamento opera influencia na interpretação dos dados levantados (ABGE, 1998).

Se faz necessário, para auxílio na interpretação dos dados, que se realize paralelamente uma série de levantamentos hidrográficos e oceanográficos, tais como controle de maré (maregrafia), correntes marinhas (correntometria), ondas e densidade da água (temperatura e salinidade).

- **Métodos reflexivos de alta resolução**

Estes métodos oferecem informações através de interpretação dos pulsos que são refletidos pela interface geológica. É importante ressaltar que as informações obtidas pelas investigações geofísicas devem ser complementadas

com investigações geotécnicas, uma vez que os métodos geofísicos não oferecem informação quanto ao tipo de solo e suas características.

Conforme dito anteriormente, o que diferencia equipamentos de geofísica são as diferentes frequências e amplitudes de pulsos acústicos emitidos. Na interface de materiais, uma mudança nas características do pulso irá fazer com que parte seja refletido, marcando assim uma mudança no perfil estratigráfico do terreno. De forma simplista, pulsos com alta frequência e baixas amplitudes fornecem informações com alta resolução, no entanto, atinge menores profundidades. Já pulsos com baixas frequências e altas amplitudes conseguem adentrar o leito marinho até profundidades maiores, embora produza informações com baixa resolução.

O sonar de varredura lateral (*side scan*) é frequentemente utilizado uma vez que permite o imageamento da superfície do fundo do mar. O levantamento com este equipamento – conhecido também como “peixe” - realiza este imageamento das áreas submersas, através da medição da intensidade da sua reflexão acústica (Figura 4). O sonar de varredura lateral não tem como prerrogativa a medição da profundidade, devendo ser acompanhado por um levantamento batimétrico. Por esta razão, associa-se o uso do “peixe” com um ecobatímetro multifeixe no casco ou na borda da embarcação. A Figura 4 mostra um esquema ilustrativo do funcionamento do *side scan* em colorido, e, em preto-e-branco a vista superior do imageamento feito pelo equipamento.

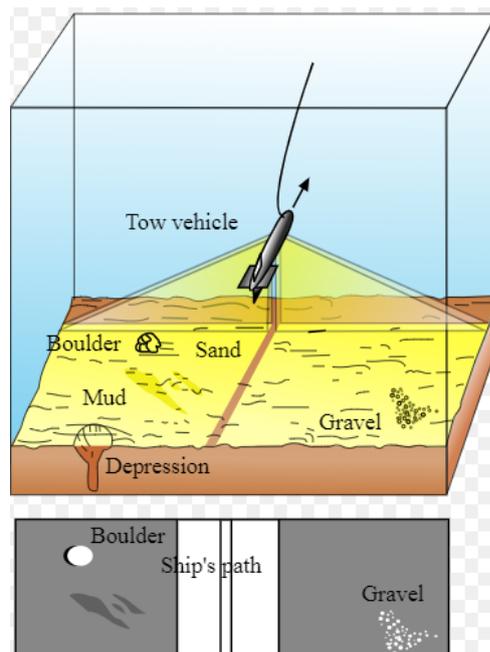


Figura 4 Esquema ilustrativo do funcionamento do "peixe" (ABGE, 1998)

Este método é indicado para localização e identificação de objetos submersos, bem como a caracterização do leito por análise do seu padrão de reflexão acústica medida. Sonar de varredura é, atualmente, o melhor método para imageamento de feições submersas (ABGE, 1998). A Figura 5 mostra duas imagens obtidas de naufrágios como resultado do emprego do *side scan*, sendo possível observar o nível de detalhamento e qualidade do método em questão.

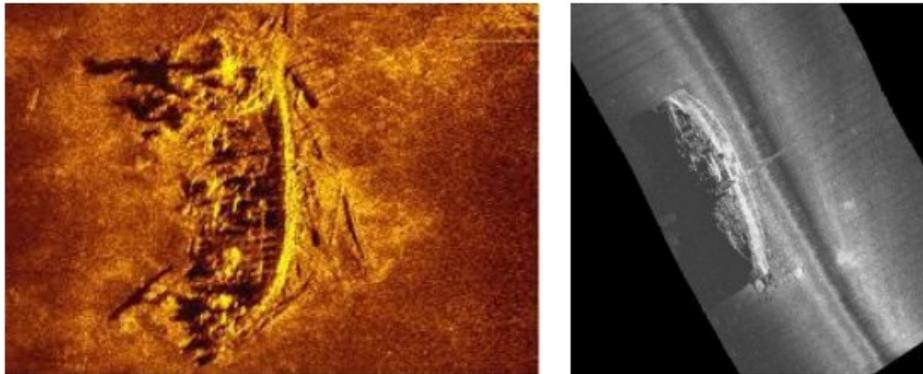


Figura 5 Exemplos de imagens obtidas através do sonar de varredura lateral (<https://semengo.furg.br/images/2006/48.pdf>)

Um sonar de alta frequência (500 kHz) produz imagens de alta resolução, porém possui um alcance menor (<100 m). Da mesma forma, sistemas com baixa frequência (60 kHz) oferece um alcance maior, no entanto com menor resolução. O “peixe” pode ser usado tanto para águas rasas com para águas profundas. Além disso, em casos mais específicos, podem ser montados em veículos remotamente operados.

○ Sísmica

A sísmica permite obter informações precisas e de alta resolução em profundidades até 3 metros abaixo do leito marinho, ou seja, tem uma boa performance para investigações rasas. Esta técnica é normalmente utilizada para investigações antes de uma dragagem, e também, para projetos de dutos e tubulações enterradas.

Conforme pode ser visto na Figura 6, o sistema funciona emitindo pulsos acústicos no leito marinho, enquanto o equipamento é rebocado (1). Conforme o pulso atravessa as diferentes camadas de solo (3), é refletido e lido por receptores - hidrofones (2). A quantidade de hidrofones determina a profundidade de alcance da leitura e a resolução da informação adquirida.

Quanto mais hidrofones, maior a profundidade de leitura, porém menor a resolução dos dados.

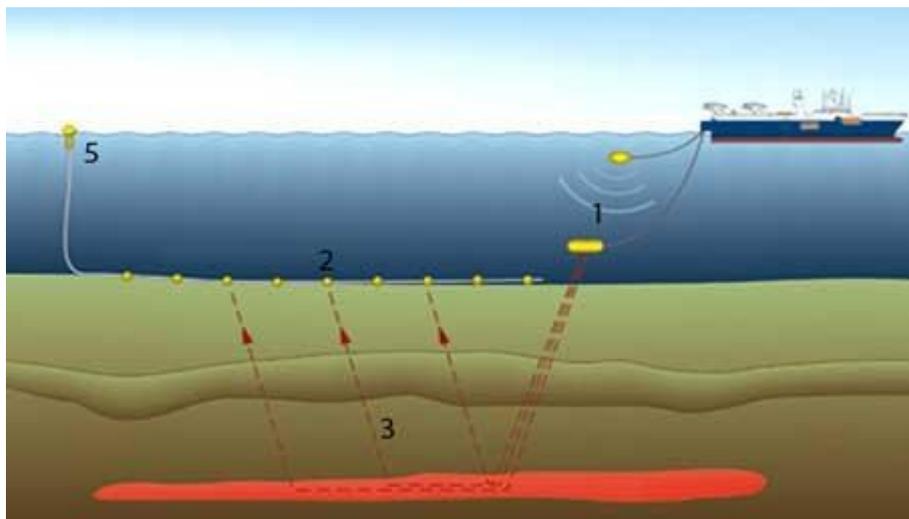


Figura 6 Esquema de funcionamento de investigação sísmica
(https://www.Incc.br/prh50/introducao_modelagem-sismica.pdf)

A recepção do primeiro pulso é medida e plotada em relação a distância percorrida pelo equipamento de sísmica, obtendo assim, curvas de tempo x distância. Realizando a análise da inclinação destas curvas, é possível determinar a profundidade de diferentes camadas de solo. A velocidade de propagação do pulso é lida e então interpretada para a caracterização do tipo de solo.

Um problema observado com este método de investigação é quando se tem uma camada de solo menos resistente abaixo de um solo mais forte. Nesta situação é observada, há uma dificuldade na propagação dos pulsos e conseqüentemente uma dificuldade na interpretação dos dados.

Este método de refração, diferentemente dos métodos de reflexão, oferece informações sobre camadas individuais de solo. Assim sendo, os solos podem ser identificados e classificados de acordo com a velocidade de propagação destes pulsos sísmicos e propriedades de resistência, correlacionando dados obtido através de investigações geotécnicas, como por exemplo, ensaio CPT. Esta combinação de investigações é muito útil para projetos de dragagem, uma vez que permite determinar a resistência do solo de ser dragado.

Os equipamentos que realizam a emissão dos pulsos ficam instalados dentro de uma estrutura metálica reforçada, que é rebocada pelo leito marinho

(estrutura de sísmica). São acomodados também dentro desta estrutura, sensores de profundidade e temperatura, e cabos que fazem a transmissão dos dados para a embarcação de apoio (Figura 7).



Figura 7 Estrutura metálica que é rebocada com os equipamentos de sísmica. Este equipamento em específico é denominado GAMBAS. (Danson, 2005)

Para rebocar a estrutura, os cabos de comunicação e força são conectados entre a estrutura de sísmica e a embarcação de apoio. Cada ciclo de medição demanda que a estrutura de sísmica esteja parada enquanto a embarcação de apoio navega de 3 a 4 nós. Esta movimentação é conseguida através de um sistema que afrouxa e retesa o cabo de reboque.

Portanto, o método de sísmica permite obter informação quase contínua de alta resolução sobre o leito marinho, fornecendo dados sobre as camadas de solo e caracterização quantitativa dos materiais. Este método ajuda de forma bastante eficaz a complementação à investigação direta e semidireta, fornecendo informações bem confiáveis de volume de solo e rocha, além de parâmetros de resistência para dragagem – permitindo ser uma base para escolha dos equipamentos que serão utilizados na operação de dragagem.

Este método, no entanto, não costuma ser utilizado para águas mais profundas – coluna d'água superior a 350 metros, por conta dos cabos de força e transmissão.

1.2.5. Batimetria

Os levantamentos batimétricos têm por objetivo efetuar medições de profundidades que estejam associadas a uma posição da embarcação na

superfície da água, buscando representar estas áreas em uma carta – carta batimétrica – para que se compreenda a morfologia da região. As profundidades são necessárias para a representação das isóbatas nesta carta, possibilitando a visualização da topografia submersa e orientação para navegação.

É possível a partir da batimetria realizar o levantamento do relevo do fundo do mar, podendo ser executada por perfilagem ou varredura (Figura 8). A batimetria por perfilagem é obtida com o ecobatímetro monofeixe por pulso unidirecional (*single-beam*). A de varredura utiliza um sistema multifeixe, recobrando uma área extensa, transversal ao rumo de navegação da embarcação. O tipo de equipamento a ser escolhido depende da precisão objetivada e profundidade da coluna d'água. Frequências típicas variam de 10 kHz a 200 kHz (ABGE, 1998).

Ecobatímetros multifeixe de alta performance podem cobrir uma área de até 10 vezes a profundidade, no entanto, normalmente se opera abrangendo uma área de 2 a 4 vezes a profundidade. Conforme a profundidade aumenta, a abrangência do leque do multifeixe também aumenta, sendo limitado pela perda de precisão das medições.

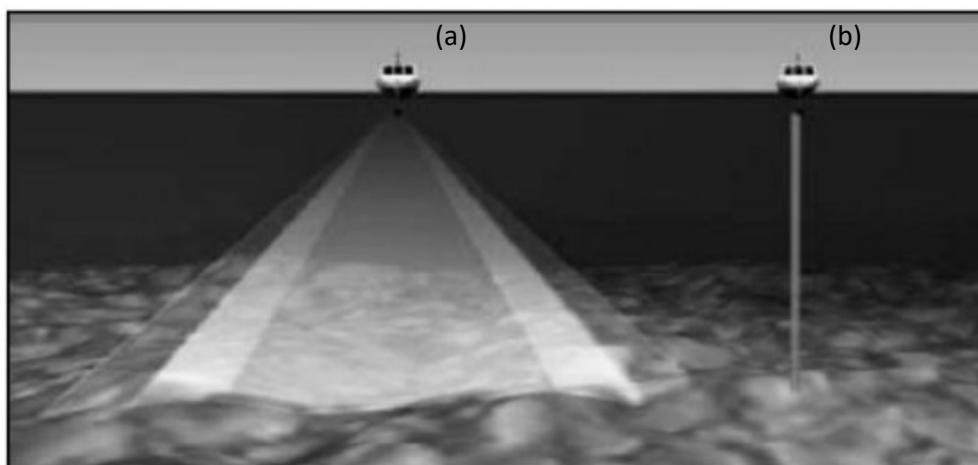


Figura 8 Levantamento batimétrico por varredura (a) ou perfilagem (b), respectivamente. (https://www.Incc.br/prh50/introducao_modelagem-sismica.pdf)

Em um levantamento batimétrico é necessário o planejamento das linhas de sondagem, com verificação do espaçamento das mesmas, que é em função do grau de refinamento – precisão – que se deseja. Também é importante que o sistema seja calibrado afim de eliminar possíveis erros induzidos por fatores que alteram a velocidade de propagação dos pulsos, como temperatura e salinidade.

Além disso, a acurácia dos ecobatímetros depende, principalmente, das correções que devem ser aplicadas, corrigindo os efeitos de movimentação da embarcação.

1.2.6. Diretrizes geotécnicas para projetos de dragagem

Os principais objetivos em uma investigação geotécnica para projetos de dragagem residem em se determinar os volumes e distribuição dos materiais a serem dragados, as propriedades mecânicas e físicas que influenciam na dragagem e transporte dos materiais e, a verificação da qualidade do material para se empregar em aterros hidráulicos.

Também, através das investigações geotécnicas, é possível conhecer as propriedades físicas e mecânicas dos materiais no subsolo, já prevendo uma futura dragagem ou capacidade de carga de áreas de bota-fora. Além disso, é importante conhecer a qualidade dos materiais dragados quanto a questão de contaminantes e suas implicações para o meio ambiente em operações de descarte.

As informações que são obtidas através de uma boa campanha de investigação geotecnológica evitam problemas como a presença de rocha em estágios mais avançados de operações de dragagem, materiais muito resistentes para os equipamentos estabelecidos no projeto, que podem diminuir drasticamente as taxas de produtividade dos equipamentos ou até chegar a inviabilizar um projeto. Além disso, é necessário o conhecimento das características do solo para:

- Estabilidade de taludes, que podem fechar um canal de acesso ou danificar estruturas costeiras e portuárias;
- Distribuição de possíveis contaminantes no solo, que podem se espalhar no ambiente marinho durante operações;
- Rápida sedimentação de acessos aquaviários devido ao transporte de sedimentos;
- Partículas de solo muito finas, que durante operação de dragagem podem causar grande turbidez na água.

2. ASPECTOS GEOTÉCNICOS EM UMA OBRA PORTUÁRIA

Conforme dito anteriormente, um projeto portuário apresenta particularidades inerentes ao meio em que se está trabalhando, grandes carregamentos impostos e os aspectos geotécnicos são essenciais, uma vez que grande parte do sucesso de um projeto recai sobre esta área do conhecimento da Engenharia Civil.

A obra de um terminal portuário é caracterizada por fatores como a topografia e batimetria do local, a resistência do terreno, a presença ou não de material de aterro da retroárea do porto, as ações ambientais locais, a função que o terminal irá exercer e os tipos de cargas a serem manuseadas. Estes fatores definem o tipo de solução estrutural a ser empregada, sua metodologia executiva e consequente viabilidade econômica.

2.1. Tipos de cais

A decisão do tipo de paramento de um cais, recai sobre os custos envolvidos na execução da obra e nas condicionantes naturais do local, além da magnitude do carregamento a que o terminal se sujeitará e os recalques admitidos pela estrutura.

2.1.1. Cais de paramento fechado

Os cais de paramento fechado são caracterizados por uma parede vertical na frente do cais, contendo todo solo da retroárea do cais. O paramento fechado pode ser formado por paredes de estaca-prancha ou muros de gravidade.

Cais de paramento fechado por estacas-prancha pode ser considerado como uma solução relativamente barata, no entanto, para ser viável, é preciso que o solo de fundação permita a cravação das estacas. Além disso, é imperativo que o solo atrás da linha de estacas tenha capacidade suficiente para suportar as cargas de operação do cais.

Uma solução de estacas-prancha em conjunto com tirantes é usada para absorver momentos fletores oriundos dos empuxos do solo. Neste caso, o tirante e a ficha – parte das estacas-prancha que se encontram na parte resistente do solo – servem de suporte para a parede. A altura da ficha deve ser calculada para equilibrar o empuxo do solo, a pressão hidrostática na parede e o empuxo

de carga acidental. Portanto, neste caso, o tirante absorve a força de ancoragem e as estacas-prancha equilibram as componentes dos empuxos ativo e passivo.

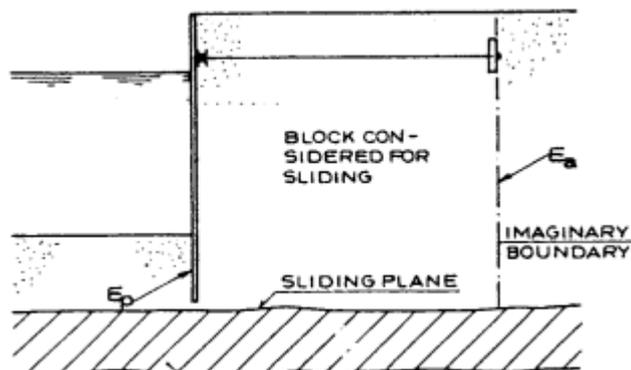


Figura 9 Ilustração esquemática da seção transversal de uma parede de estacas-prancha com auxílio de um tirante como sistema de ancoragem. (Agerschou, 2004)

As estacas-prancha metálicas devem ser escolhidas levando em consideração o meio marinho, a contaminação dos solos de fundação e a vida útil da estrutura. Portanto, a definição da espessura mínima da parede de estaca-prancha deve considerar o meio marinho, o tipo de carga a ser manuseada e possíveis danos mecânicos decorrente da atracação de navios. A seção mais suscetível à corrosão é aquela sujeita à variação da maré.

Os muros de gravidade são recomendados para áreas onde o terreno da retroárea apresenta capacidade resistente alta o suficiente e onde a cravação de estacas-prancha não é recomendado, técnica ou financeiramente. Os muros de gravidade devem ter peso suficiente para resistir à rotação ou deslizamento da estrutura. Para cais extensos esta solução pode apresentar menor custo e maior facilidade na execução. No entanto, é necessário se atentar para a proteção no pé do muro devido à erosão resultante da grande turbulência causada pelos propulsores das embarcações.

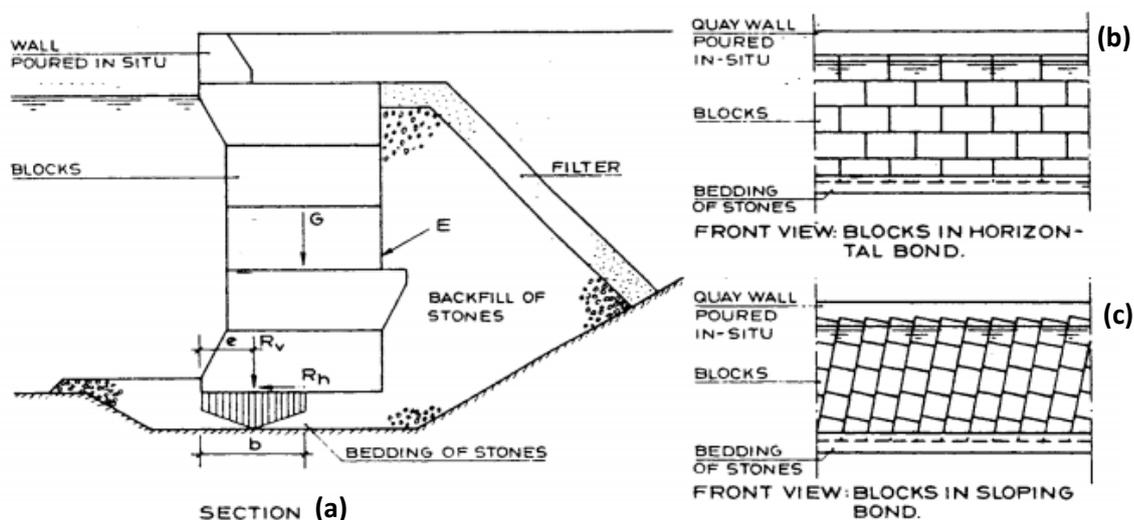


Figura 10 Ilustração esquemática de um muro de peso – Seção transversal (a), vista frontal dos blocos na horizontal (b), vista frontal dos blocos inclinados (c). (Agerschou, 2004)

2.1.2. Cais de paramento aberto

Neste tipo de solução não há parede vertical frontal, e, portanto, o solo deverá ser composto por um talude mais suave, sendo que o fim do talude deve coincidir com a linha de dragagem. Um cais de paramento aberto pode ser considerado como uma estrutura de laje estaqueada, e para resistir às cargas horizontais provenientes de forças de atracação, amarração e empuxo de terra pode se fazer uso de estacas inclinadas ou tirantes. Um cais de paramento aberto configura uma solução estrutural mais leve que de paramento fechado.

Por não possuir uma parede frontal que contém o solo, este tipo de estrutura elimina os empuxos de solo contidos abaixo do cais. O talude abaixo da laje estaqueada pode ser de enrocamento ou solo com proteção de uma camada de enrocamento. A inclusão de enrocamento proporciona um aumento da rigidez global da estrutura, além de proporcionar uma proteção contra a ação de ondas e correntes, e da turbulência gerada pelos propulsores das embarcações, que pode provocar erosão do talude.

Para a execução de um cais de paramento aberto se utilizam estacas de concreto armado “in loco”, e estacas pré-fabricadas de concreto armado ou protendido. A orientação da disposição das estacas varia de acordo com as forças de resistência da estrutura, estacas verticais para cargas verticais e estacas inclinadas para cargas horizontais, caso não seja empregado tirantes. A

distância entre estacas é função dos esforços de carga acidental, esforços de atracação e amarração e equipamentos de operação portuária.

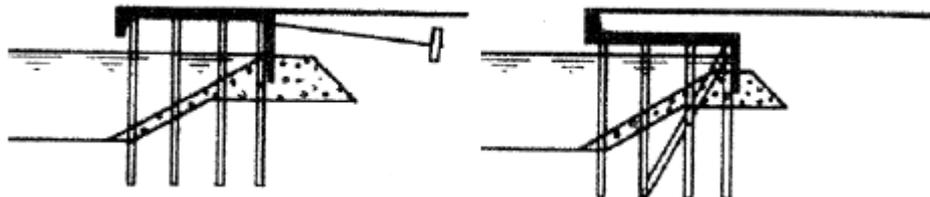


Figura 11 Cais de paramento aberto com tirante ou estaca inclinada. (Agerschou, 2004)

2.2. Empuxos do Solo

O empuxo do solo em uma obra portuária, particularmente, se apresenta como um carregamento de fundamental importância dependendo do tipo de cais em questão. Caso o cais seja de paramento fechado, o empuxo do solo atua na parede vertical frontal. Se for de paramento aberto, o empuxo do solo atua na parede traseira vertical. Esta parede de contenção pode estar ligada à estrutura do cais ou possuir uma estrutura independente do cais. Portanto, dependendo do tipo de *layout* adotado, o empuxo do solo ajuda a desestabilizar a estrutura, gerando grandes esforços na parede e podendo prejudicar o funcionamento das estacas.

Para começar a dissertar sobre empuxos do solo, é imperativo mencionar o coeficiente de empuxo no repouso do solo (K_0), como sendo a relação entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical. Este coeficiente pode ser determinado a partir da Teoria da Elasticidade, por correlações empíricas, ensaios de laboratório ou por ensaios de campo; e seu valor depende do tipo de solo, condições geológicas no seu processo de formação e o histórico de tensões a que o solo foi submetido. No entanto, sua determinação se torna difícil devido a alteração do estado inicial de tensões no solo e amolgamento do solo ao retirar amostras. Para a modelagem do presente estudo de caso (Capítulo 5) utilizou-se a expressão simplificada de Jaky (1944), de origem empírica (Equação 1) – válida para areias e argilas normalmente adensadas:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \quad (1)$$

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) indica que a massa de solo se encontra em repouso, sem nenhuma deformação na estrutura do solo. O deslocamento do plano de contenção pode ser capaz de ativar a resistência interna ao cisalhamento do solo, sendo desenvolvidas tensões horizontais diferentes das consideradas até então. São dois os estados de tensões desenvolvidos pelo maciço quando há o deslocamento de uma parede de contenção – ativo e passivo, sendo os coeficientes de empuxo substituídos por K_a (coeficiente de empuxo ativo) e K_p (coeficiente de empuxo passivo) (Figura 12). No estado ativo, a tensão efetiva horizontal sofre um decréscimo enquanto que o oposto ocorre em um estado passivo.

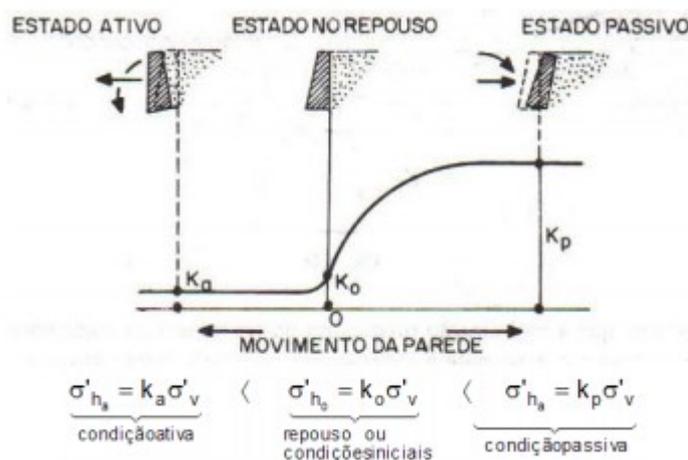


Figura 12 Variação no tipo de empuxo com o deslocamento da parede de contenção. (Gercovich, 2018)

A estrutura se deslocando para fora do terrapleno, faz com que o solo sofra uma distensão. O empuxo ativo é o esforço que o solo realiza decorrente desta movimentação. Neste caso, o solo foi ativado em sua resistência interna, sendo chamado de estado ativo de equilíbrio.

Já o empuxo passivo, a estrutura se desloca contra o terrapleno e o solo é comprimido pela estrutura, ativando uma reação de resistência ao cisalhamento. A ação do solo será passiva ao movimento sendo a situação de equilíbrio chamado de estado passivo de equilíbrio, solicitação em que a estrutura recebe o esforço decorrente da ação passiva do solo em relação ao movimento. Este esforço desenvolvido pelo solo sobre o paramento da estrutura é chamado de empuxo passivo, decorrente do deslocamento da estrutura.

A mobilização da resistência do solo ao longo da superfície de ruptura é que reduz a ação do solo atrás da contenção no estado ativo e aumenta esta ação no caso do estado passivo. Isto se dá em razão da tensão horizontal diminuir no estado ativo e aumentar no estado passivo.

Para o cálculo da resultante de empuxo, em estados ativo e passivo, tem-se:

- Empuxo ativo em solos homogêneos sem coesão, contenção vertical, terraplano horizontal, sobrecarga superficial nula:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2$$

- Empuxo ativo em solos homogêneos e com coesão, contenção vertical, terraplano horizontal, sobrecarga superficial nula:

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

- Empuxo passivo em solos homogêneos sem coesão, contenção vertical, terraplano horizontal, sobrecarga superficial nula:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot h^2$$

- Empuxo passivo em solos homogêneos e com coesão, contenção vertical, terraplano horizontal, sobrecarga superficial nula:

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p}$$

Onde,

K_p , K_a - Coeficiente de empuxo passivo e ativo, respetivamente;

γ – Peso específico do solo

c – Coesão do solo;

h - Altura da camada de solo correspondente ao empuxo.

Deve-se levar em consideração, também, a presença de água no terreno. Nas obras portuárias, principalmente em cais, o empuxo de água é equilibrado, ou seja, o nível de água é o mesmo em ambos os lados da parede. Muitas vezes o lado do aterro não permite a mesma velocidade de rebaixamento de água, provocando uma diferença de pressão hidrostática na parede. Por isso, deve-se considerar um desnível d'água entre os lados interno e externo da parede em função do rebaixamento rápido da maré.

Portanto, a importância do empuxo recai sobre a capacidade de provocar grandes esforços na parede de contenção, podendo causar grandes deslocamentos horizontais e, elevados carregamentos nas estacas. Os deslocamentos horizontais da parede dependem da geometria e do tipo de material, do tipo de solo, entre outros. Estes fatores são responsáveis pelo grau de rigidez ou flexibilidade da parede de contenção. Considera-se uma parede flexível quando os deslocamentos que nela ocorrem são suficientes para diminuir o empuxo, que no caso está no estado ativo.

2.3. Métodos de Cravação de Estacas

Os métodos mais comuns de cravação de estacas de concreto, mistas ou metálicas, são: por prensagem, vibração ou percussão. Em obras portuárias, o método mais empregado é o de percussão, e desse modo, neste trabalho não serão discutidos os dois primeiros.

O processo de cravação por percussão consiste no uso de martelos automáticos ou de queda-livre, que golpeiam a estaca contra o terreno, até atingir profundidade de projeto. Os martelos automáticos são mais eficientes que os de queda-livre, pela frequência de golpes na estaca. Nesse processo de cravação, utiliza-se um capacete metálico com madeira com propósito de proteger a cabeça da estaca e uniformizar as tensões. Os martelos de cravação são suspensos e fixos em guindastes, podendo ser apoiados em terra ou em flutuantes (Figura 13).



Figura 13 Cravação de estaca no Porto de Pecém (CE).
(<https://sites.google.com/site/naresi1968/naresi/fundacao-mecanizada-com-wirth>)

O tipo de equipamento a ser utilizado na cravação deve ser dimensionado de acordo com o nível de energia que deve ser empregado para a cravação, de acordo com as propriedades da estaca.

É importante ressaltar que durante a cravação, é necessário ter um controle da mesma, garantindo seu bom funcionamento e verificando premissas adotadas em projeto.

Para obras portuárias, devido aos usuais grandes comprimentos das estacas, o controle de cravação pode ser feito por:

- Prova de carga estática;
- Repique e instrumentação dinâmica;
- Gráficos de nega de cravação.

2.4. Estabilidade Global

É importante a verificação da estabilidade global do empreendimento, tanto geotécnica quanto estrutural, para que não haja ruptura global do maciço, onde o mesmo se desloca como corpo rígido.

O cálculo de estabilidade global pode ser feito através do Método de Equilíbrio Limite – como por exemplo, o Método de Fellenius, Bishop Simplificado e Método das Cunhas – ou também pelo Método dos Elementos Finitos – com o uso de *softwares* como Plaxis, RS2 -, como no presente caso.

Para se analisar a estabilidade global do empreendimento, leva-se em consideração o Fator de Segurança, que relaciona os esforços que auxiliam na resistência e os que mobilizam a desestabilização. Portanto, o efeito estabilizante está ligado a resistência ao cisalhamento do solo e, o efeito desestabilizante está ligado aos pesos do aterro, carga accidental e equipamentos que atuam sobre a cunha de ruptura. Portanto, para que uma estrutura se mantenha íntegra durante sua vida útil é preciso dimensionar uma estrutura que tenha um coeficiente de segurança adequado.

Se tratando de obras portuárias, a verificação da estabilidade global é de extrema importância pois são obras implantadas na costa e podem ser observadas dois cenários muito comuns, conforme apresentadas no item 3.1.1.:

- Estrutura com parede frontal contento o empuxo do solo;
- Estrutura sem parede frontal e com a formação de talude sob a obra.

Além disso, o cálculo do fator de segurança pode ser responsável pela determinação da largura do cais. Os possíveis modos de colapso geotécnicos são apresentados na Figura 14.

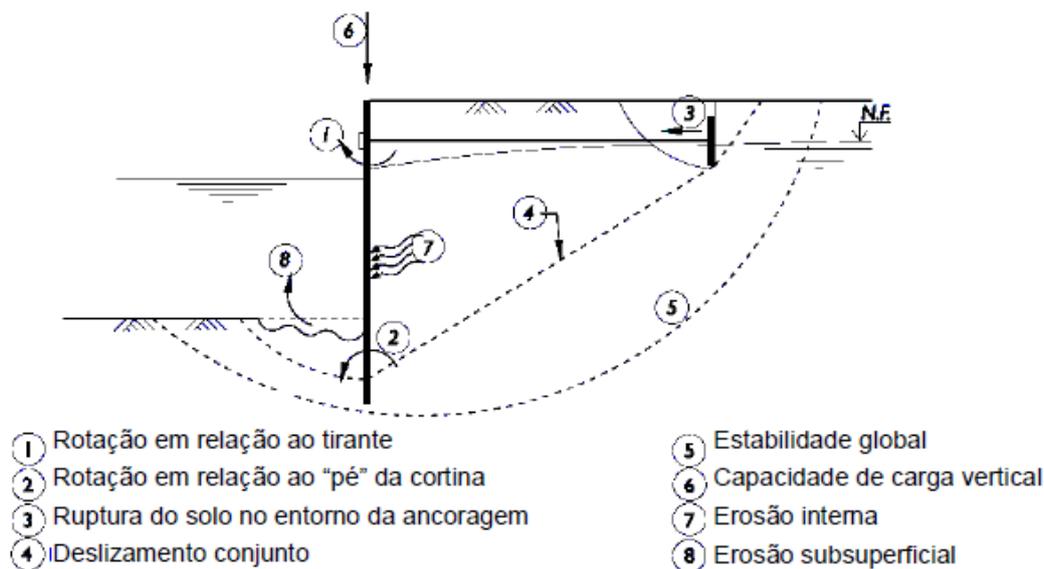


Figura 14 Modos de colapso geotécnico do cais. (Torres, 2014)

De acordo com Torres (2014), algumas considerações adicionais sobre estes possíveis modos de colapso da cortina devem ser feitas se tratando de uma obra portuária, como:

- Movimento do pé da cortina para fora abaixo do nível da cota nominal da dragagem: este tipo de colapso é resultado da penetração insuficiente da cortina na região da ficha. Também pode ser resultado da erosão na região da ficha devido a ação dos propulsores das embarcações, pela ação de ondas e correntes, ou ainda pelo abaixamento da cota nominal da dragagem (*overdredging*).
- Colapso global da obra como um todo numa superfície potencial de deslizamento: esta espécie de colapso pode ocorrer nos casos em que o nível do leito marinho a frente da cortina se desenvolve em profundidade na forma de talude, pois este pode vir a romper ao longo de uma superfície de deslizamento que passa abaixo das ancoragens e do pé da cortina. Outro caso, seria o deslizamento do conjunto como um bloco, nos casos em que ocorre camada de solo mole abaixo do aterro hidráulico executado para construção da obra.
- Colapso da cortina por falta de capacidade de carga à compressão: isto pode ocorrer nos casos em que a cortina, além de suportar os empuxos do solo, hidráulicos e sobrecarga, suporta também cargas oriundas dos equipamentos portuários, como por exemplo guindastes e portainers, sendo necessária uma verificação para avaliar a capacidade de carga vertical, bem como para avaliação de recalques, que se forem excessivos, dificultam ou impedem a operação dos equipamentos.
- Colapso devido ao efeito da erosão interna (*piping*).
- Recalques excessivos do aterro na retroárea do porto.
- Colapso por falta de resistência do solo a frente do cabeço de amarração.
- Colapso do sistema de ancoragem: este tipo de colapso se dá pela ruptura do tirante, devido à falta de capacidade da seção de aço diante dos esforços atuantes, ou pelo mau dimensionamento das ligações do tirante com a cortina.
- Colapso da cortina frontal à flexão: gerado pela escolha incorreta da seção dos perfis de estaca prancha, através do cálculo dos esforços a partir de empuxos do solo e hidráulicos estimados de forma incorreta. Este tipo de colapso também pode vir a ocorrer diante de sobrecarga excessiva na retroárea ou *overdredging*.

2.5. Estruturas de contenção

O objetivo deste subitem é descrever brevemente as características dos elementos de contenção existentes no projeto desta presente dissertação. As estruturas de contenção visam suportar maciços terrosos, o que vem de grande ajuda às obras portuárias, uma vez que, estas têm como característica básica um grande desnível na elevação do solo: de um lado o leito marinho (lado mar) e do outro a retroárea do porto (lado terra).

Portanto, as estruturas de contenção se fazem extremamente necessárias, pois são muito eficientes em conter esta grande massa de solo, sendo possível na retroárea portuária comportar a operação de equipamentos para a movimentação e estocagem de cargas, e, a acostagem de embarcações. A definição da altura de solo a ser contida é imposta pela dimensão do navio a ser operado pelo terminal.

2.5.1. Cortina e muro de peso

Tanto nas estruturas de contenção tipo cortina ou muro de peso, a parede resiste às pressões horizontais devidas ao solo, água e sobrecargas. O que difere um elemento do outro é a forma como a estabilidade é alcançada. Os muros de peso alcançam esta estabilidade através do seu peso próprio, trabalhando com equilíbrio de forças. Já as cortinas obtêm sua estabilidade da resistência horizontal do solo na região da ficha e elementos de ancoragem, como por exemplo, tirantes.

Enquanto o muro de peso se apresenta como uma solução rígida, a solução em cortina é considerada flexível e possível de ser empregada em regiões em que as condicionantes geotécnicas não sejam tão favoráveis.

De acordo com Torres (2014), dentre os fatores relevantes na definição do tipo de contenção a ser adotada em relação às obras portuárias, destacam-se:

- Natureza do solo no local de implantação da obra, suas propriedades físicas e mecânicas;
- Tipo, forma e distribuição das sobrecargas na retroárea do porto;
- Regime de marés e ondas no local da obra;

- Metodologia construtiva e materiais disponíveis na região de implantação.

As cortinas de estaca prancha podem ser executadas com diversos materiais, como madeira, concreto e aço. Aqui será tratada apenas esta última, uma vez que é a utilizada no projeto em questão.

A cortina de estaca metálica apresenta-se como sendo de fácil instalação em regiões adversas. Como possuem diversas seções, é possível empregar em solos que não permitam grande deslocamento, e também, ao combinar diferentes seções, é possível utilizar para casos de grandes solicitações.

Destaca-se o emprego de estacas prancha metálicas para casos de soluções para reforço de estruturas marítimas afetadas por danos (reabilitação), reforço de estruturas existentes para aumento da capacidade de carga ou acréscimos de sobrecarga de utilização, bem como ampliações e apoio para obras temporárias (Torres, 2014).

2.5.2. Sistema de ancoragem – tirantes

Os tirantes são elementos fundamentais para dar cabo aos esforços de tração, transmitindo-os para o solo e, para restringir movimentações no topo das contenções. Assim sendo, o sistema de ancoragem tem papel relevante na estabilidade e segurança destas obras.

Para o caso de tirantes ancorados em solo, devido ao método executivo e viabilidade de sua concretagem, demanda execução com certa inclinação. Geralmente, estas inclinações podem ser em ângulos de até 45 graus, o que possibilita que uma componente do esforço de tração seja absorvida pela cortina de estacas (frontal), aliviando assim a parcela de carga sob a responsabilidade do tirante e do bulbo de ancoragem (Torres, 2014). Cabe ressaltar que, para o caso de aplicações em solos são esperados movimentos da ancoragem bem como dos tirantes.

Segundo Torres (2014), a locação dos bulbos de ancoragem deve ser muito bem estudada, para que estes não fiquem situados dentro da potencial

superfície de ruptura da estrutura, sendo assim de fator decisivo para a estabilidade do problema.

2.6. Ações em estruturas portuárias

Existem, como outros tipos de estruturas, regulamentações nacionais e internacionais que estabelecem limites que devem ser seguidos, bem como valores representativos de ações a serem consideradas no dimensionamento. Em se tratando de estruturas marítimas e portuárias, a norma brasileira que fixa valores representativos das ações que devem ser consideradas no projeto é a NBR 9782:1987, que se encontra, presentemente, cancelada pela ABNT, porém tais recomendações mínimas servem como ponto de partida para desenvolvimento de projetos. Além dos códigos e normas, o projeto deverá cumprir com todas as leis e regulamentações das autoridades locais.

2.6.1. Aspectos estruturais das obras portuárias

Obras portuárias e acostáveis possuem aspectos estruturais que as diferenciam das demais obras. De acordo com Jayme Mason (1981), é necessário enfatizar os elevados valores das cargas horizontais devido aos impactos de navios ou tração nas amarras de fixação, além de grandes esforços concentrados, devido aos equipamentos e guindastes. Nas obras marítimas, pode ser necessário, ainda, levar em consideração a ação das ondas e correntes marítimas.

De modo geral, obras portuárias não são enquadradas como estruturas esbeltas, como por exemplo, pontes. Os elevados valores de certos esforços contraindicam a adoção de estruturas esbeltas. Com o objetivo de resistir aos impactos de grandes embarcações, a melhor solução se constitui de estruturas maciças, com grande rigidez.

É importante ressaltar que estes esforços são sempre avaliados para manobras normais e corretas de atracação, e nunca para casos de acidentes. Nestes casos, as forças podem ser extremamente elevadas e uma reserva de massa da estrutura constitui um grande recurso para este tipo de estrutura.

Um elemento de extrema importância para obras portuárias se constitui por suas fundações profundas, em estacas ou tubulões. Assim, nos métodos de

cálculo das estruturas portuárias, desempenha um papel muito importante o cálculo de capacidade de carga nas fundações.

- **Carregamento permanente**

Considera-se como carregamento permanente aquele cuja variabilidade ao longo da vida útil da obra é muito pequena ou inexistente. Além disso, o carregamento permanente é responsável pela fluência do concreto, fenômeno em que o concreto perde resistência para carregamentos de longa duração, conhecido como Efeito Rusch.

Esse carregamento se dá pelo peso próprio dos elementos componentes da estrutura portuária e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes, como por exemplo, elementos destinados a revestimentos, enchimentos, alvenaria e divisórias.

Os materiais a serem considerados na estrutura devem apresentar resistência adequada à corrosão devido à exposição a ações de intempéries e particulados dos produtos a serem manuseados no terminal em questão, tais como carvão e minério de ferro.

Para este trabalho, consideraram-se, segundo a NBR 6118:2014, os seguintes valores para peso próprio dos materiais constituintes da estrutura:

Concreto armado: $\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$

Concreto simples/pavimentação: $\gamma_c = 24,0 \text{ kN/m}^3$

Estruturas de aço: $\gamma_c = 78,5 \text{ kN/m}^3$

- **Carregamento variável**

Considera-se como carregamento variável, as ações que possuem maior probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da obra. Por essa razão, aplica-se a elas maiores coeficientes de majoração das cargas.

Os valores característicos das ações a serem adotados em projeto devem estar de acordo com a finalidade a que a obra se destina, o tipo de carga a ser manuseada e o tipo de equipamento que irá comportar. Deve-se, no entanto, sempre levar em consideração a possibilidade de ampliação das instalações e futuras modificações.

- **Sobrecargas**

As sobrecargas verticais são comumente denominadas como “sobrecargas de projeto” e representam os efeitos de diversos tipos de carregamento que podem ocorrer durante a vida útil da estrutura portuária e seus valores são representados através de cargas uniformemente distribuídas aplicadas às estruturas nas posições mais desfavoráveis possíveis para os esforços que se desejem observar. Os valores dessas ações dependem da finalidade e do tipo da obra, e seus valores devem ser determinados de acordo com a finalidade da estrutura portuária e/ou dos materiais a serem estocados ou armazenados, além do tipo de equipamentos que a estrutura irá comportar.

A Figura 15 apresenta os valores preconizados pela NBR 9782/1987:

unit: kN/m ²	
Tipo de obra	Sobrecarga
Cais ou pier para carga geral (classe especial)	50
Cais ou pier para carga geral (classe G 32)	40
Cais ou pier para carga geral (classe G 12)	30
Cais ou pier para carga geral (classe G 6)	20
Cais ou pier para contêineres ou Ro-Ro	40
Cais ou pier para grânéis sólidos	30
Cais ou pier para grânéis líquidos	20
Cais ou pier para produtos siderúrgicos	100
Ponte de acesso	10
Passarela	5
Plataformas fixas ou flutuantes sem sobrecarga definida	10
Áreas de estoque de grânéis de uso geral	100
Cais ou pier pesqueiro	10
Cais ou pier para passageiros	10
Cais para rebocadores	10

Figura 15 Valores de sobrecarga preconizados pela NBR 9782/1987

- **Carregamento móvel**

As cargas móveis contempladas pela norma são definidas como as ações variáveis normais provenientes de veículos, composições ferroviárias, equipamentos móveis sobre trilhos, rodas, esteiras ou pneus.

Na falta de especificação técnica específica acerca do tipo de veículo que será utilizado no píer, os escritórios de projeto costumam adotar, ao menos, o TB-45 da NBR 7188.

- **Ações ambientais**

De acordo com NBR 9782, compreendem-se como ações ambientais sobre as estruturas portuárias, aquelas decorrentes das ações das correntes, das marés, das ondas e dos ventos.

Essas ações, atuando diretamente sobre a estrutura, causam esforços muito pequenos para serem levadas em consideração no projeto estrutural. No entanto, essas ações se fazem importantes para o cálculo dos esforços de atracação e amarração.

- **Correntes**

O valor da velocidade da corrente a ser adotado é aquele obtido em medições no local da implantação da estrutura portuária. Os esforços das correntes na região das estruturas marítimas serão determinados considerando-se uma velocidade característica variando de 1 a 0,5 nós dependendo da direção da corrente.

- **Marés e níveis d'água**

Para estruturas portuárias marítimas o valor da altura da maré a ser adotado é aquele obtido em medições no local de implantação da estrutura portuária. Para estruturas de acostagem o nível adotado corresponde à altura que não seja ultrapassada em 95% do tempo de recorrência, considerando igual à expectativa da vida útil da obra. Para estruturas de proteção, essa porcentagem pode ser reduzida a 80%.

- **Ondas**

Devem ser obtidos dados de campo, em medições realizadas no local de implantação da estrutura portuária. Com esses dados, são fixadas direção, período, altura significativa e altura máxima de onda que exerce as maiores ações sobre as estruturas em estudo, denominada onda de projeto.

O período de recorrência da onda de projeto não pode ser menor que o da expectativa de vida útil da obra, sendo no mínimo de 50 anos

A altura de onda de projeto a ser adotada no cálculo de estruturas portuárias, situadas fora da zona de arrebenção, não afetadas por eventual galgamento deve ser:

- H_s , que é a média aritmética das alturas do terço superior das ondas, chamada de altura significativa, para estruturas flexíveis de blocos naturais ou artificiais.

A norma preconiza que devem ser analisadas ações decorrentes dos fenômenos de empinamento, refração, difração e arrebentação da onda de projeto. O projeto definitivo das obras expostas à ação das ondas deve ser sempre que possível confirmado por testes em modelo reduzido, com ondas irregulares e/ou regulares, realizados em laboratório.

○ Ventos

A velocidade do vento a ser considerada é a velocidade média em 10 minutos, medida no local de implantação da obra, a uma altura de 10m. A Norma dita que não devem ser considerados valores de velocidade de vento inferiores a 20 m/s. Deve ser levada em consideração a NBR 6123 na fixação da velocidade dos ventos, não se aceitando velocidade de vento menor que as fixadas por esta Norma.

○ Variação de temperatura e retração

De acordo com o item 8.2.11. da NBR 6118, considera-se a retração como uma variação uniforme de temperatura de -15°C , assim sendo:

- Variação de temperatura: $\Delta t = \pm 15^{\circ}\text{C}$

- Retração: -15°C

Os esforços decorrentes das ações de variação de temperatura e retração tendem a mobilizar deslocamentos na estrutura, que são de certa forma restringidos pela rigidez dos diversos elementos que a compõem. A variação de temperatura gera tendência de deformação tanto de tração quanto de compressão, ao passo que, a tendência de deformação decorrente da retração é somente de compressão.

• Ações de atracação

As ações de atracação são aquelas decorrentes dos impactos das embarcações sobre as estruturas de acostagem.

- **Energia de atracação**

A energia de atracação é definida como a energia cinética característica transmitida pelo navio durante a atracação, e que deve ser considerada no dimensionamento do sistema de defensas da estrutura

- **Esforços de atracação**

Os esforços provenientes das embarcações no momento de atracação permitem que se dimensione um sistema de defensas adequado à estrutura portuária para absorver a energia de impacto causado pelos navios ao atracar.

- **Dimensionamento do sistema de defensas**

Com o objetivo de absorver a energia de atracação dos navios, as estruturas de acostagem devem ser equipadas com um sistema de defensas que atenda aos seguintes requisitos:

- O sistema de defensas deve ser dimensionado para absorver toda a energia de impacto em apenas um ponto da atracação, quando a embarcação for inclinada.
- O sistema de defensas deve ser dimensionado de forma a absorver a energia de atracação do navio sem causar deformações permanentes na estrutura de atracação ou nas unidades de defensas.

- **Ações de amarração**

As ações de amarração são decorrentes dos esforços gerados pelas embarcações devidas às ações ambientais como vento e corrente, exercidos pelos cabos de amarração dos navios nos cabeços de amarração ou outros dispositivos de amarração. Ações de amarração só ocorrem quando as embarcações estão acostadas na estrutura.

Para a análise dos esforços de amarração, deve-se levar em conta situações de calado máximo e mínimo da embarcação. Além disso, é necessário ter em mente que vento e corrente podem atuar em qualquer direção em relação à orientação da embarcação. Esses esforços decorrentes de ações ambientais devem ser combinados entre si, considerando diversas angulações e situações.

Os dispositivos de amarração devem ser dimensionados adequadamente aos esforços exercidos pelas embarcações decorrentes das ações dos ventos e corrente. Se houver alguma ação possível ou importante em um caso específico de projeto, a mesma deverá ser levada em consideração.

Os dispositivos de amarração de qualquer tipo devem ter um dimensionamento estrutural compatível com os esforços de amarração, bem como deve ser verificada sua segurança ao arrancamento, além de levar em conta as combinações mais desfavoráveis das ações dos ventos e correntes.

2.7. Dragagem

A dragagem consiste na escavação e remoção de solo submerso, englobando a retirada, transporte e deposição do mesmo. Este processo retira camadas rígidas desagregáveis (não rochas) submersos em qualquer profundidade por meio de variados equipamentos (mecânicos ou hidráulicos), que são dimensionados dependendo das características do material em questão. No caso de haver necessidade de remoção de rochas, a este processo denomina-se de derrocagem, no entanto, tal tópico não será tratado nesta presente dissertação.

Classifica-se dragagem como de implantação ou de manutenção. A primeira tem por objetivo o estabelecimento de uma nova geometria do leito marinho, adotando uma nova profundidade, largura e taludes dos canais de acesso e bacia de evolução. Já a dragagem de manutenção se propõe a manter o gabarito dos acessos aquaviários, que se modificam de acordo com processos sedimentológicos do ambiente marinho.

O ciclo de dragagem é composto pela desagregação e remoção do solo, seguido dos transportes verticais – do leito marinho até a draga – e horizontal – do local de remoção até o designado bota-fora -, e finalmente a deposição do solo em uma área de bota-fora ou em local que se irá utilizar o material.

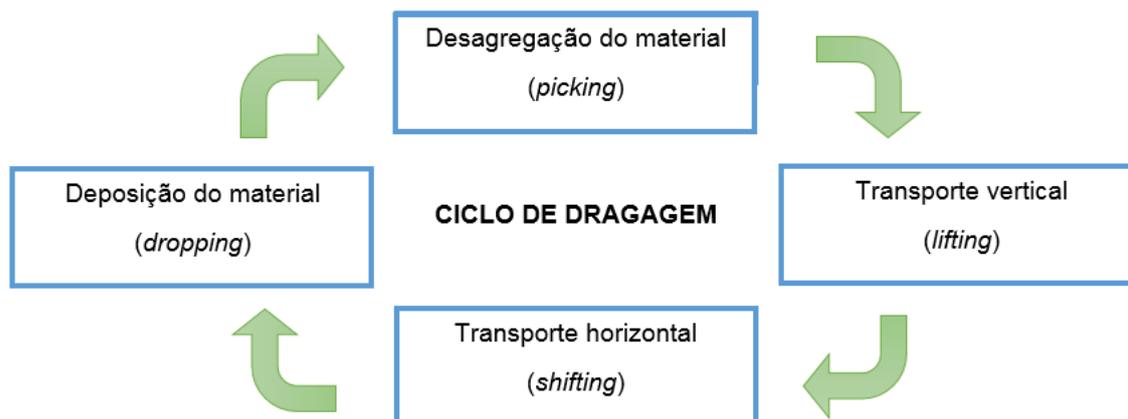


Figura 16 Ciclo de Dragagem

A desagregação e retirada do material pode ser feita através de:

- Erosão;
- *Jetting* – retirada de material por jatos de água sob pressão;
- Corte do solo ou rocha;
- Sucção;
- Quebra;
- Escavação.

O transporte dos materiais, tanto vertical quanto horizontal, pode ser feito através de:

- Barcaças;
- Batelões;
- Tubulação;
- Correia transportadora;
- Caminhões;
- Reboques / pá de arrasto;
- Escavadeira.

Durante muitos anos, os resíduos de dragagem foram dispostos de forma aleatória, em locais onde muitas vezes causavam prejuízo ao meio ambiente. Criou-se consciência desta problemática a partir de 1972, quando foi realizada a Conferência de Estocolmo, dando origem às regulamentações internacionais de depósito de materiais dragados em áreas marinhas (ROUSE; LIMA, 2008). A deposição do material retirado pode ter diferentes destinos, como por exemplo

criação de novas áreas ou beneficiamento de áreas costeiras, armazenamento do material ou até mesmo a deposição do material em um bota-fora designado. Esta deposição pode ser feita através de uma tubulação de descarte (c), *rainbowing* (a), abertura das caçambas por baixo (b) ou descarregamento por guindaste (d).



Figura 17 Técnicas de despejo do material retirado

2.7.1. A necessidade da dragagem

Aprofundar o leito marinho permite que navios de maior calado consigam se acomodar e navegar de forma segura pelos canais de acesso e bacias aquaviárias. Dragagem em áreas portuárias são realizadas para receber embarcações cada vez maiores, resultado direto de uma política de alto consumo e comércio internacional, estimulada por grandes empresas e governos. Esta grande troca por meios aquaviários, faz com que portos sintam a necessidade de expansão, tanto para abrigar maiores embarcações como para armazenar e realizar o transbordo de mais cargas.

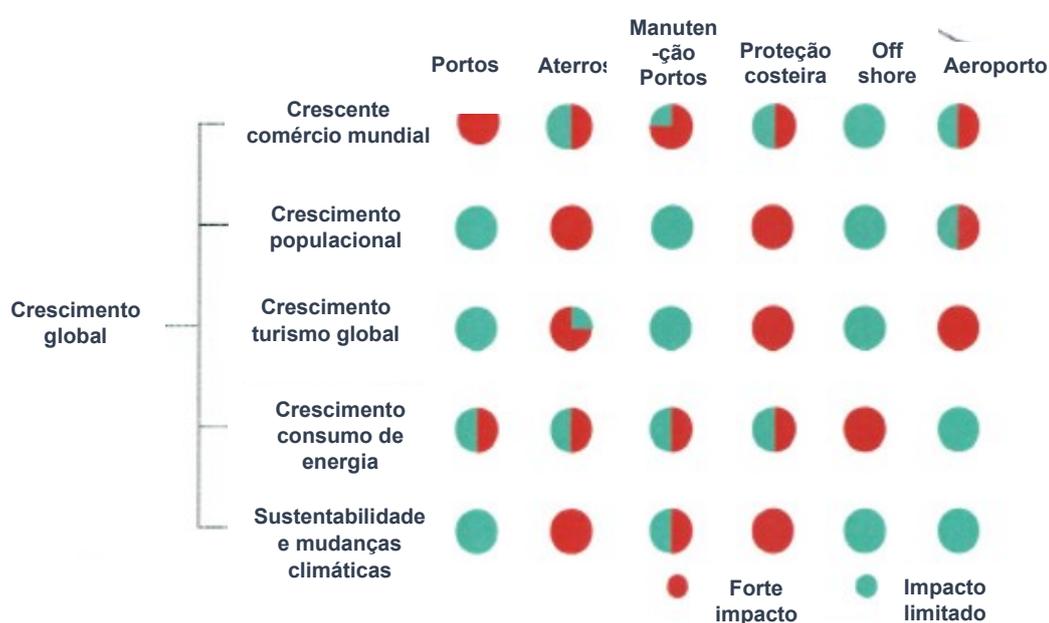


Figura 18 Impacto da dragagem no crescimento da demanda global (IADC, 2014)

Com uma população mundial sempre crescente, atualmente é comum a aplicação das técnicas de dragagem para a criação de novas áreas terrestres, como observado em Dubai, nos Emirados Árabes. A dragagem também é utilizada para proteção de áreas costeiras e barras de rios, além de realizar a extensão ou engordamento de praias.



Figura 19 Uso da dragagem para criação de novas áreas terrestres - caso Dubai



Figura 20 Beneficiamento de praia por meio de dragagem - Rainbowing

A dragagem de manutenção em portos é necessária tendo em vista os processos sedimentológicos que ocorrem impulsionados por correntes, ondas, marés e até pelas próprias embarcações. Outros fatores que influenciam a necessidade de dragagem de manutenção são processos como:

- Deriva litorânea: capaz de bloquear entrada em portos, causar erosão ou acúmulo de sedimentos em praias. É dependente das condições de vento, onda, corrente e do tipo de material presente no local.
- Sedimentação a jusante: causa depósito em portos localizados em regiões de estuários, obstruindo assim a passagem das embarcações. Uma forma de mitigar estes efeitos é realizando armadilhas de

sedimentos, que são locais estratégicos que apresentam profundidades maiores.

- Densidade *in situ*: deve-se levar em consideração a densidade dos sedimentos a serem retirados, que geralmente se encontram não consolidados. Durante o processo de dragagem, variam a densidade e o volume do sedimento.
- Volume e tipo de material presente no local.

2.7.2. Tipos de dragas e equipamentos

O tipo de draga a ser empregada em um projeto de dragagem depende do tipo de material a ser removido e sua resistência, as condições locais de trabalho – como condições de mar, área permitida ao tráfego dos equipamentos, entre outros. As dragas podem ser classificadas como mecânicas, hidráulicas ou mecânicas/hidráulicas.

- **Dragas Mecânicas**

As dragas mecânicas são caracterizadas pelo uso de alguma espécie de caçamba para escavar e elevar o material do leito marinho. Esses equipamentos podem ser classificados, em função do modo como as caçambas estão montadas na draga: conectadas por cabos, estruturalmente conectadas e com esteira. Podem também ser classificadas, quanto ao tipo de trabalho, em descontínuo e de alcatruzes. As primeiras têm pequena capacidade de escavação relativamente ao custo, não sendo utilizadas nos trabalhos rotineiros de manutenção em obras mais amplas. Essas dragas, muito comumente, utilizam embarcações auxiliares de reboque, e os dragados são transportados para a área de despejo por batelões (barcaças). Esta categoria de draga é caracterizada pela menor seletividade do material a ser dragado.



Figura 21 Exemplos de dragas mecânicas

- **Dragas Hidráulicas**

As dragas hidráulicas são caracterizadas pelo transporte de material dragado misturado com água, realizando escoamento hidráulico de alta velocidade. Uma bomba de dragagem é utilizada para criar a carga hidráulica e o escoamento necessários para transportar a mistura água-solo ao longo de uma tubulação para seu despejo. De acordo com Alfredini (2014), pode-se considerar basicamente dois tipos de dragas hidráulicas: draga estacionária de sucção e recalque, que se desloca em maiores distâncias com auxílio de rebocadores, e auto transportadora, montada em embarcação auto propelida que armazena os dragados em cisterna e os despeja pelo fundo ou por bombeamento.



Figura 22 Draga hidráulica de sucção e recalque

3. ESTUDO DE CASO – CAIS DA GAMBOA

3.1. Histórico do Porto do Rio de Janeiro

O porto do Rio de Janeiro, dentro do contexto nacional, representa um dos portos de maior expressão. Historicamente, o porto do Rio de Janeiro foi utilizado para escoar minerais e pedras preciosas vindas de Minas Gerais, assim como importação e exportação de produtos agrícolas e manufaturados. Além disso, tem-se conhecimento do porto do Rio de Janeiro ter sido uma das maiores portas de entrada de mão de obra escrava em épocas pretéritas.

A partir da urbanização da cidade do Rio de Janeiro, liderada por Pereira Passos e Rodrigues Alves se fez necessário o melhoramento, desde 1904, das instalações portuárias, tendo em vista a modernização contemplando a operação e a logística portuária.

A partir do decreto nº 323, de 27 de junho de 1899, o governo concedeu autorização para construir obras de melhoramento, projeto que consistia na construção de um cais em linha reta partindo do Arsenal de Marinha até a curva anterior ao Dique da Saúde, passando em frente às Docas Nacionais. Foram previstos 9.975 m de cais até o Canal do Mangue e 2.800 m até a Ponta do Caju. Ao longo do cais seria dragado um canal de navegação com uma profundidade de 9 m.

As obras de melhoramento do porto, desenvolvidas pelo engenheiro Francisco Bicalho, previam também o aparelhamento do cais com guindastes e linhas férreas, o calçamento da Avenida do Porto, as obras do Canal do Mangue e outra avenida aberta no bairro comercial.

Com cerca de 3.300 m, o novo cais retificaria o litoral da Saúde, Gamboa e Saco do Alferes. A área de 17,5 hectares oriunda do aterro faria desaparecer a Ilha dos Melões e das Moças, resultando em uma extensa área plana, onde seria construída uma larga avenida de 40 m, 20 armazéns principais e 32 secundários. Estavam previstos também 52 guindastes elétricos para a operação de cargas. A faixa do cais teria 100 m de largura e propiciaria a conexão das linhas ferroviárias da Leopoldina e da Central. O bairro da Saúde seria enfim saneado. Além disso, seriam realizadas as obras de canalização do canal do Mangue, prolongado da Ponte dos Marinheiros até o cais, e aberta uma larga avenida no centro da cidade, a Avenida Central (CDRJ, 2016).

No projeto definitivo, o cais da Gamboa teria uma extensão de 3.500 m, 10 m de altura na maré média. Neste projeto, estava prevista uma dragagem para o canal de acesso, com 250 m de largura e, 8 m e 10 m de altura de água nas marés médias. Por meio de bombas de recalque, o material dragado seria lançado e aproveitado para o lastramento de pedras das fundações das muralhas constituintes do cais. O material que não teria condições de ser aproveitado seria destinado ao bota-fora, localizado a 12 milhas fora da Baía de Guanabara, para fora da Ilha Rasa.

O aterro visando a expansão mencionada só foi possível pela conquista de terras ao mar, resultando em um novo território colado ao anterior litoral da Saúde, Gamboa e Praia da Formosa, eliminando assim o transbordo de mercadorias para saveiros e pequenas embarcações, além dos trapiches de madeira que existiam. Essa expansão para o mar foi possível com o material proveniente do desmonte de vários morros da cidade do Rio de Janeiro, como o morro do Senado e Castelo. Estes morros eram constituídos de biotita-gnaiss, apresentando assim baixa resistência ao desmonte. Além disso, foi também utilizado para o aterro, material proveniente da operação de dragagem de bancos de areia de até 10 metros de profundidade da baía de Guanabara.

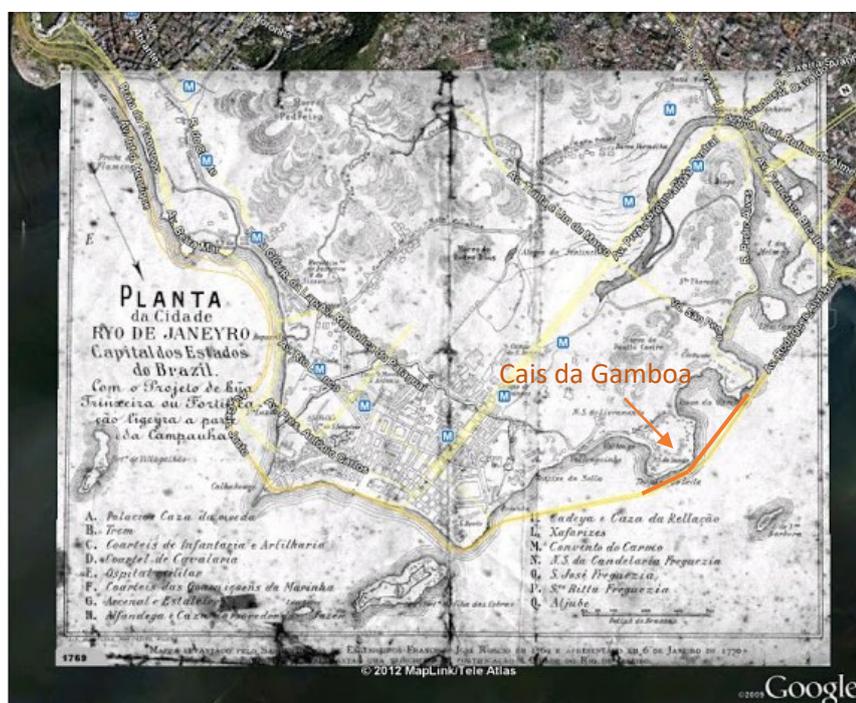


Figura 23 Mapas atual e de 1789 sobrepostos – grande avanço de terras ao mar.

O primeiro serviço a ser iniciado foi o de dragagem, junto com uma grande festa de abertura das obras no dia 29 de março de 1904, atendendo o Presidente da República, ministros, prefeito e grandes autoridades e personalidades da época. Para as operações de dragagem, foram utilizadas as dragas Lauro Müller e Madero, retirando 7.714.519 m³ de areia e lodo.



Figura 24 Cais da Gamboa - Armazéns e linha de cais. (Acervo INPH)

Para realizar as obras deste projeto os estudos realizados na época compreendiam o perfil longitudinal do solo, em que seriam fundados os cais, com sondagens geológicas e geotécnicas necessárias ao conhecimento da natureza do terreno.

A Figura 25 mostra a interpretação do perfil do solo da época a partir das sondagens A e B mostradas na imagem. Esta interpretação foi encontrada na Biblioteca no INPH e a única informação que se tem é que estas sondagens são representativas de alguma região do Porto do Rio de Janeiro, não se sabe qual em específico. Nela, é possível perceber a presença de argila e lodo, indicando que o local dos furos de sondagem poderia ter sido perto do Canal do Mangue. No ANEXO I são apresentados os boletins de sondagem atuais utilizados na realização deste trabalho.

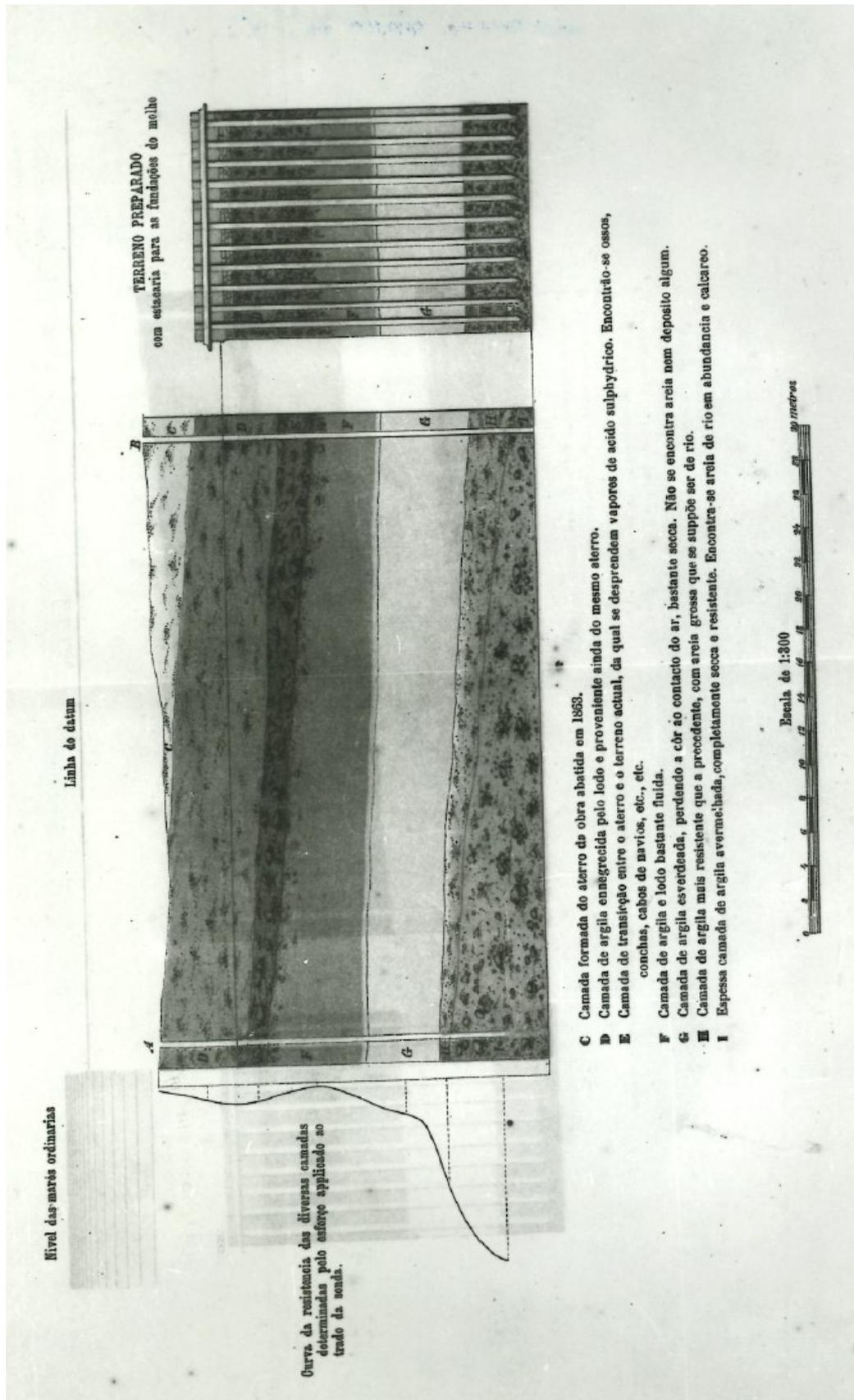


Figura 25 Interpretação do perfil do solo da época a partir das sondagens A e B. (Acervo INPH)

Noves meses depois eram iniciadas as fundações da muralha do cais. A muralha de pedra argamassada, construída em seco com processo de ar comprimido, apresentava altura média de 12,40 m.



Figura 26 Foto da construção do muro do cais - trabalhadores em frente à ensecadeira. (Acervo INPH)

3.1.1. Linha do tempo

Ao longo dos anos, a administração do Porto do Rio de Janeiro passou por significativas mudanças, assim como toda administração aquaviária brasileira. A linha do tempo busca contextualizar o processo histórico de desenvolvimento do setor aquaviários nacional. (CDRJ, 2016)

1565 – Fundação da cidade do Rio de Janeiro

1733 – Fechado por ordem da Coroa o caminho de Paraty, por onde escoava o ouro. A cidade do Rio de Janeiro passa a ser a rota principal do ouro vindo de Minas Gerais.

1808 – Abertura dos Portos brasileiros às nações amigas.

1880 – Engenheiro André Rebouças faz os primeiros projetos de um Porto moderno.

1904 – Iniciam as obras da construção do Porto do Rio, em 29 de março.

1922 – O contrato da construção do Porto é transferido para Companhia Brasileira de Portos.

1924 – Ampliação das instalações portuárias.

1963 – Criação do Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias – INPH (DNPVN/MT).

1973 – A Companhia Docas da Guanabara é criada.

1975 – Alteração da razão social para Companhia Docas do Rio de Janeiro. Neste mesmo ano, criou-se a Empresa de Portos do Brasil – Portobrás, *holding* do Governo Federal subordinada ao Ministério dos Transportes, que subsidiava as Companhia Docas e fiscalizava as concessões.

1990 – Extinção da Portobrás e da Companhia Brasileira de Dragagem. As Companhias Docas passam a administrar os portos diretamente. As pesquisas técnicas e fiscalizações de concessões ficam a mando do Instituto Nacional de Pesquisas Hidroviárias – INPH.

1993 – Entra em vigor a lei nº 8.630, conhecida como a Lei da Modernização dos Portos, dispendo sobre o regime jurídico de exploração dos portos organizados e das instalações portuárias e modifica a estrutura portuária brasileira, estimulando a concorrência.

1997 – A Triunfo Portuária vence licitação e é a primeira arrendatária do Porto do Rio.

1998 – Terminal de contêineres arrendado para o grupo Libra Terminais, MultiCar arrenda o terminal *Roll-on Roll-off*, terminal de contêineres – Tecon 2 para a MultiRio e o terminal de passageiros para a Píer Mauá.

2001 – Criação da Agência Nacional de Transportes Aquaviários (Antaq), com o propósito de implementar políticas do Ministério de Transportes, e regular, supervisionar e fiscalizar as atividades de transporte aquaviário e de exploração de infraestrutura portuária e aquaviária exercida por terceiros.

2007 – Criação da Secretaria Especial de Portos da Presidência da República (SEP/PR) e instituição do Programa Nacional de Dragagem (PND1), parte do Programa de Aceleração do crescimento do Governo Federal (PAC1).

3.2. Porto Organizado do Rio de Janeiro

Atualmente a área do Porto Organizado do Rio de Janeiro é constituída pelas instalações portuárias existentes na margem direita da Baía de Guanabara, indo desde o Píer Mauá até o cais do Caju, abrangendo o cais da Gamboa e de São Cristóvão, as ilhas, docas, píeres, armazéns, pátios e edificações diversas, inclusive vias de circulação rodoviária e linhas férreas, além dos terrenos ao longo de suas faixas marginais. Também se inclui a infraestrutura de proteção e acesso aquaviário, contando com as áreas de fundeio, bacias de evolução, canais de acesso e áreas adjacentes.

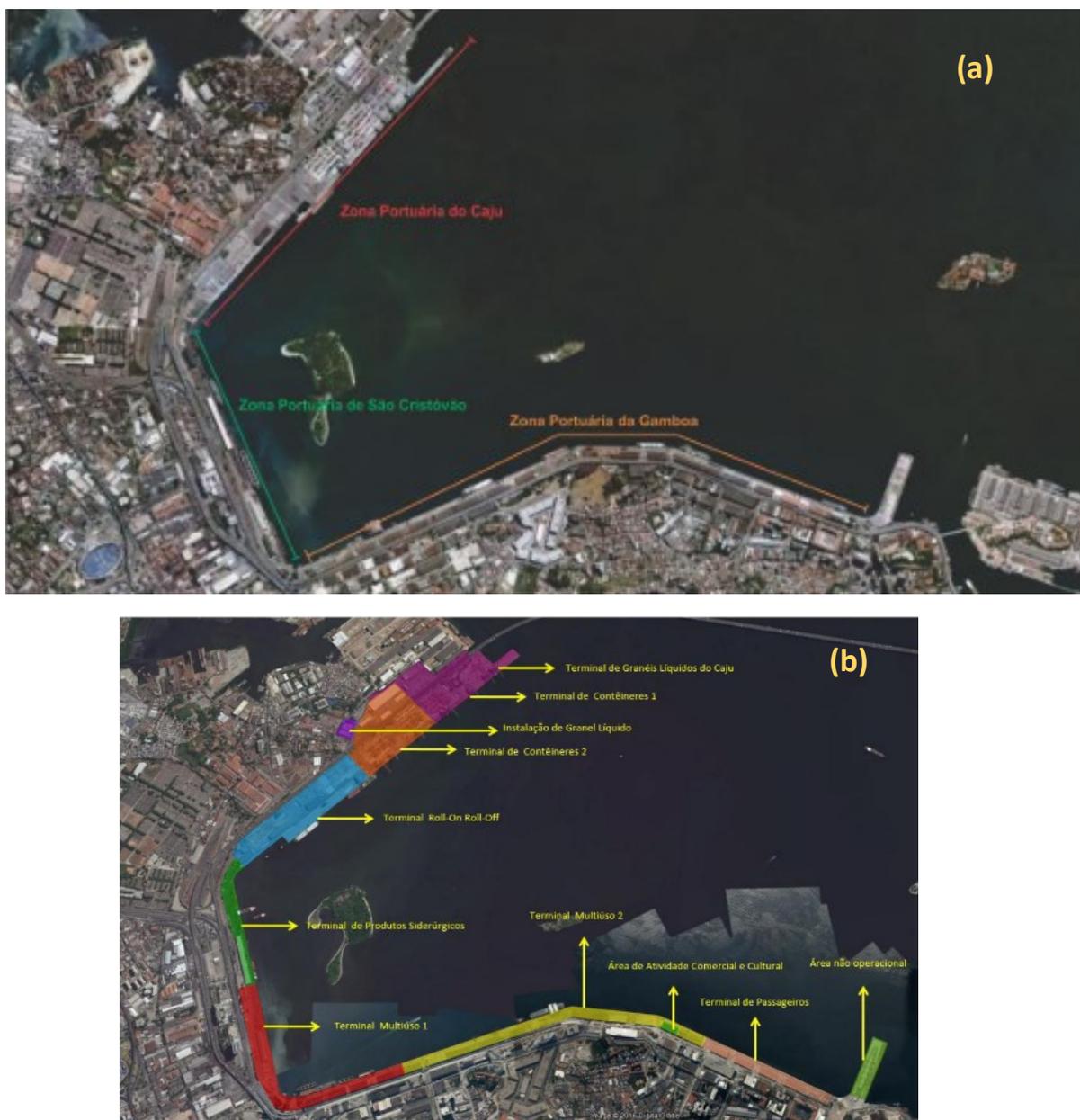


Figura 27 Zoneamento atual do Porto do Rio de Janeiro (CDRJ, 2016)

O píer Mauá apresenta um comprimento de 400 metros e hoje abriga o Museu do Amanhã, não realizando mais operações portuárias. O Porto do Rio de Janeiro conta com 6.740 metros de cais contínuo, divididos em três trechos: Cais da Gamboa, Cais de São Cristóvão e Cais do Caju (Figura 27(a)). As informações técnicas do cais e acesso aquaviário foram obtidas através de publicações da Companhia Docas do Rio de Janeiro, bem como detalhes sobre o processo construtivo.

- Zona Portuária da Gamboa (ZPG) – (Figura 27 (a) – região laranja):
Situado entre os cabeços 1 e 162, compreendendo 3042 m de cais acostável, com profundidade da ordem de 10,20 m, exceto no trecho do Canal do Mangue, onde a profundidade corresponde a 5,5 m. Este trecho abriga 20 berços de atracação de navios. Conforme abordado nesta presente dissertação, há previsão de aprofundamento do leito marinho na região do Cais da Gamboa para 13,0 m.
Neste trecho de cais estão situados os seguintes terminais: Terminal de Passageiros (TPA), terminal 2 de Trigo da Gamboa (TT2), Terminal de Produtos Siderúrgicos da Gamboa (TSG), Terminal 2 de Carga Geral da Gamboa (TG2), terminal de bobinas de Papel para Imprensa (TPP), Terminal 1 de Trigo da Gamboa (TT1) e o Terminal de Granéis Líquidos da Gamboa (TLG).
- Zona Portuária de São Cristóvão (ZPS) – (Figura 27 (a) – região verde):
Localizado entre os cabeços 166 a 215, com 1259 m de cais acostável e profundidade variando entre 6,5 a 9,5 m, compreendendo 6 berços de atracação. Há plano de aprofundamento deste trecho de cais para 13,5 m de profundidade.
A Zona Portuária de São Cristóvão abriga o Terminal de Trigo de São Cristóvão (TTS), Terminal de Carga Geral de São Cristóvão (TGS), Terminal de Granéis Líquidos de São Cristóvão (TLS) e o Terminal de Produtos Siderúrgicos de São Cristóvão (TPS).

- Zona Portuária do Caju (ZPC) – (Figura 27 (a) – região vermelha):
Trecho que se estende entre os cabeços 215 a 297, contando com 2.439 m de cais acostável, dispondo de quatro berços com profundidade de 15,5 m e um berço com profundidade de 13,5 m.
Nesta zona estão situados os terminais de contêiner T1 e T2 (TCO), o Terminal de Veículos (TRR) e o Terminal de Granéis Líquidos (TLC).

O Porto do Rio de Janeiro ainda conta com um terminal de passageiros, com capacidade de operação de três navios por dia, durante todo o ano. Está nas dependências deste terminal os armazéns 01, 02 e 03, instalações que são usadas como áreas de embarque, abrigando equipamentos de raio-X, posto da Polícia Federal e área de apoio à bagagem. A área do terminal de passageiros possui um calado de 10,30 m de profundidade, correspondendo à extensão entre os cabeços 42 a 58.

O reforço estrutural, objeto desta dissertação, compreende uma extensão de 1100 metros, abrangendo a região compreendida entre os cabeços 80 a 124 (ZPG).

3.2.1. Acesso aquaviário

O acesso aquaviário do Porto do Rio de Janeiro é feito por meio de um canal com 18,5 km de extensão, 200 m de largura mínima e 17 m de profundidade.

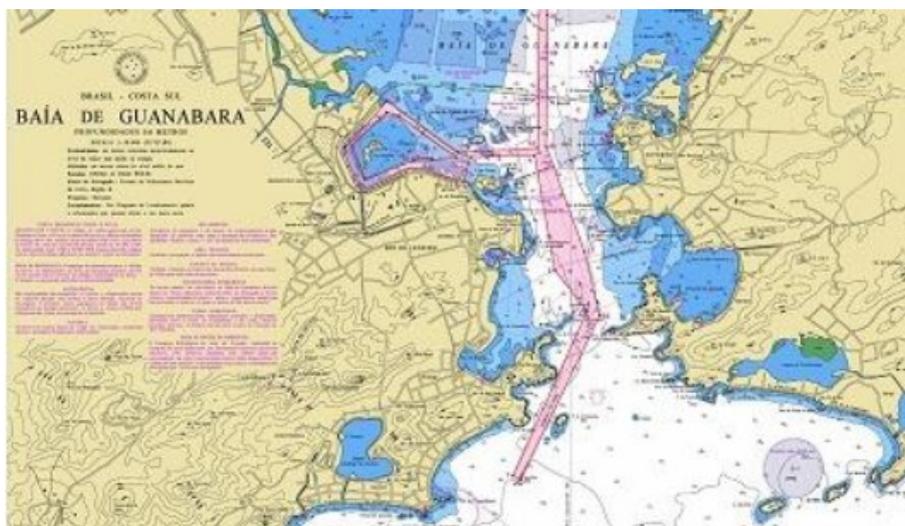


Figura 28 Acesso marítimo do Porto do Rio de Janeiro. (CDRJ, 2016)

O canal de acesso interno conecta-se ao canal dragado da Baía de Guanabara com profundidade de 17 m e baixa taxa de assoreamento.

O calado no canal de acesso às instalações do cais comercial compreendidas entre os cabeços 36 e 129 (cais da Gamboa) é de 10,1 m referido ao nível de redução da DHN. Nas marés cheias esse calado é limitado ao máximo de 10,9 m.

Entre os cabeços 129 a 215 – parte no cais da Gamboa, parte no cais de São Cristóvão – o calado é de 7,50 m referido ao nível de redução da DHN, e limitado ao máximo de 8,50 m nas marés cheias.

Já o canal de acesso ao cais do Caju possui calado máximo de 12,6 m de profundidade. Nas marés cheias, há o limite de 13,0 m. Por abrigar os terminais de contêiner, o canal de acesso possui 150 m de largura.

3.3. Processo construtivo do Cais da Gamboa

A muralha de pedra argamassada que sustenta o aterro da retroárea do cais da Gamboa foi construída em seco, por processo de ar comprimido. As fundações também foram executadas com este sistema, se utilizando de caixões de ferro, que ficaram perdidos após a construção. O corpo da muralha foi construído dentro da ensecadeira, fixada ao caixão até pouco acima do nível das águas, e retirada a ensecadeira por meio de um aparelho flutuante, a muralha é levantada até a cota de coroamento.

As fundações deveriam encontrar o terreno previamente nivelado, sendo constituída de um bloco de concreto com 6,60 m de largura mínima e 2,50 m de altura, ficando encerrado no caixão de ferro usado no processo de construção por ar comprimido. Acima dos blocos de fundação, a muralha teria mais de 12,40 m, ficando o capeamento 2,40 m acima das marés médias. A Figura 29 mostra a seção transversal, de forma esquemática, da muralha em questão, sendo possível observar os elementos acima descritos.

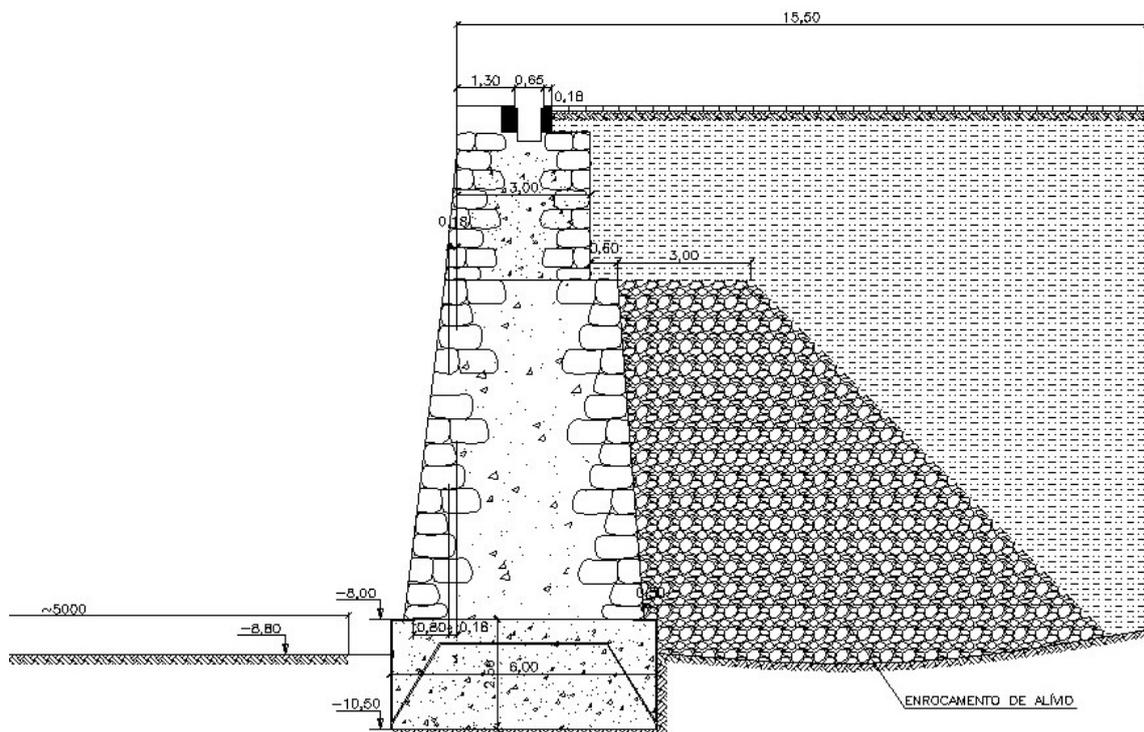


Figura 29 Seção transversal esquemática do cais da Gamboa. (CDRJ, 2011)

O paramento exterior - lado mar - da muralha, possui um talude de 1:10, das fundações até o nível das marés mínimas, tendo sido executado com pedras desbastadas, grosseiramente apicoadas e com tarдозes suficientes para sólida amarração com o corpo da muralha. Para o lado interno da muralha, foi realizado um enrocamento de pedras jogadas, 3,60 m abaixo do capeamento, em qualquer ponto com largura mínima, neste nível, de 3,0 m. (CDRJ, 2011)

A junção dos trechos construídos em seções de 25 m (comprimento do caixão) foi realizada em concreto, sem revestimento de pedras até o nível de maré mínima. Daí para cima, o acabamento seria único em toda a muralha, de cantaria lavrada, em fiadas horizontais, com talude de 1:20. O capeamento teria 1 m de largura e 0,50 m de altura, também em cantaria lavrada, com aresta arredondada. No alto da muralha, uma galeria coberta com lajedo permitiria a passagem dos encanamentos e cabos elétricos. Cabeços de amarração foram instalados de 50 em 50 m.

Ao final da obra, foram contabilizados 134 caixões de ferro assentados em profundidades variadas. Em alguns pontos, houve a necessidade de corte

horizontal da rocha. A linha de cais foi dotada de 27 cabeços de amarração e 15 bocas de galerias de águas pluviais. Enquanto a linha dos cais avançava realizando as fundações, a muralha era iniciada. Concluída, começava o aterro. As Figuras 30 a 36, são apresentadas fotos da época que retratam todo processo construtivo do cais da Gamboa.



Figura 30 Blocos de fundação em maré média. (Acervo INPH)

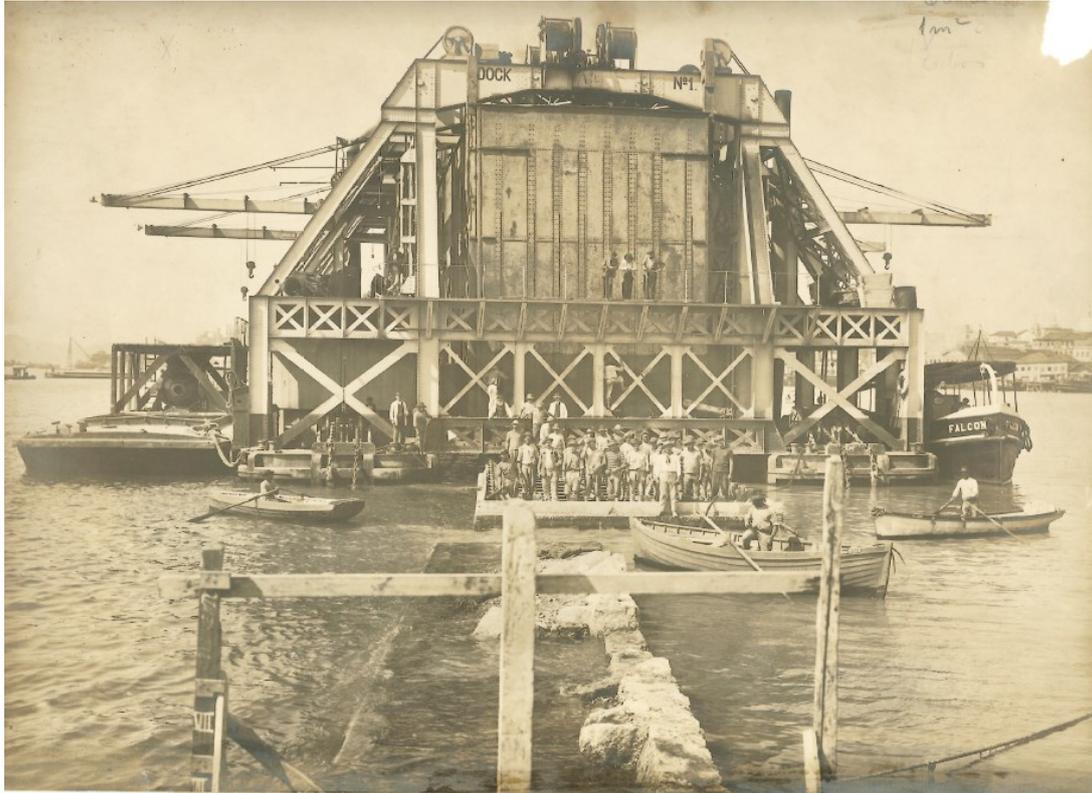


Figura 31 Introdução do caixão sob o flutuante para a ligação com a enscadeira (Acervo INPH)



Figura 32 Enchimento das cavernas (Acervo INPH)



Figura 33 Elevação da muralha no interior da ensecadeira depois do enchimento da câmara e retirada das campânulas. (Acervo INPH)

Figura 34 Estrutura do caixão

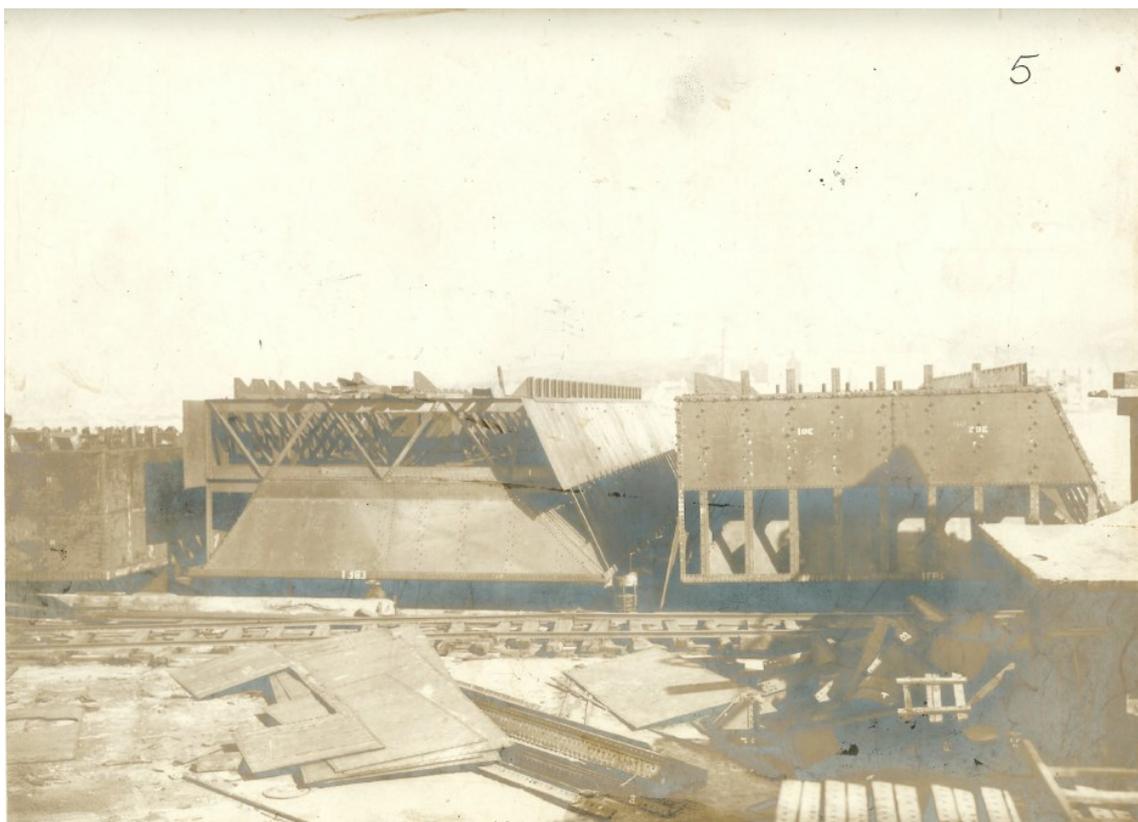


Figura 34 Estrutura do caixão. (Acervo INPH)

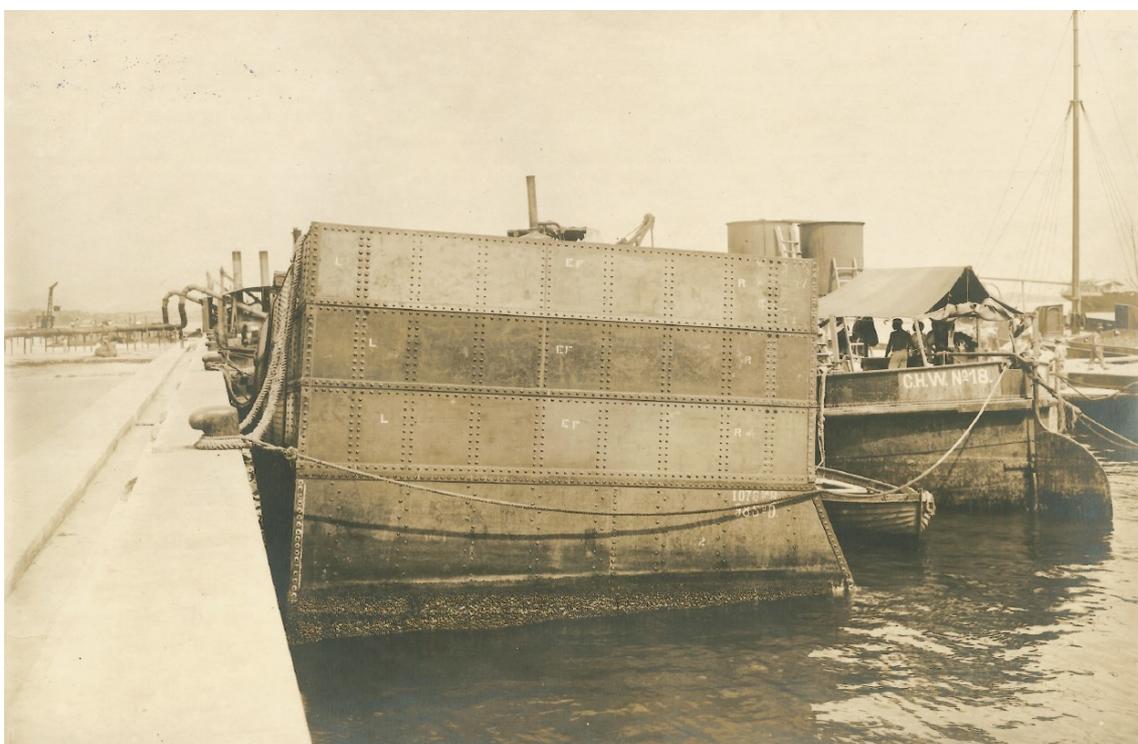


Figura 35 Caixão tipo atracado no cais (Acervo INPH)



Figura 36 Maior caixão empregado do tipo especial de 10 metros de altura (Acervo INPH)

3.4. Estudo de caso – Reforço estrutural do Cais da Gamboa visando aprofundamento do berço

O objetivo do reforço estrutural no cais da Gamboa é permitir o aprofundamento do leito marinho, aproximadamente da cota -8,0 m para -13,50 m, possibilitando a acostagem de navios mais modernos e de maiores calados, garantindo a sobrevivência comercial do porto. O projeto de reforço objetiva manter íntegra a muralha original datada de 1910 do cais da Gamboa.

O projeto engloba a região entre os cabeços 80 a 124, totalizando uma extensão da ordem de 1100 metros (Figura 37). As soluções técnicas propostas para o projeto têm as vantagens de permitir o uso normal dos berços vizinhos e não modificar as condições atuais do meio ambiente, mantendo as características básicas do cais e não alterando a lâmina d'água da Baía de Guanabara. A Figura 37 destaca a região que o projeto contempla.



Figura 37 Extensão do projeto de reforço estrutural (CDRJ, 2011 - modificado)

Toda metodologia de execução do projeto será descrita em fases, possibilitando assim melhor compreensão dos serviços. Ao total, todo o projeto está dividido em seis fases, como segue. Entretanto, o projeto aqui descrito apenas serviu de base para a modelagem numérica, que foi realizada fazendo algumas simplificações da estrutura, como será descrito nos Capítulos 5 e 6. A razão disto se dá, pois, a dissertação se utiliza de um modelo geotécnico para sua análise, e não um modelo estrutural. Por isto, o modelo apresenta algumas restrições quando ao detalhamento de elementos estruturais.

1ª Fase: Primeiramente, prevê-se uma vistoria subaquática com auxílio de mergulhadores com objetivo de identificar qualquer possível entulho que possa prejudicar a perfuração e/ou cravação das estacas. Está previsto também a demolição do trecho superior do antigo cais para que melhor se possa realizar

os serviços. Nesta fase também haverá a execução de um tirante de 100 tf, para auxiliar na sustentação da muralha durante as novas operações, conforme apresentado na Figura 38.

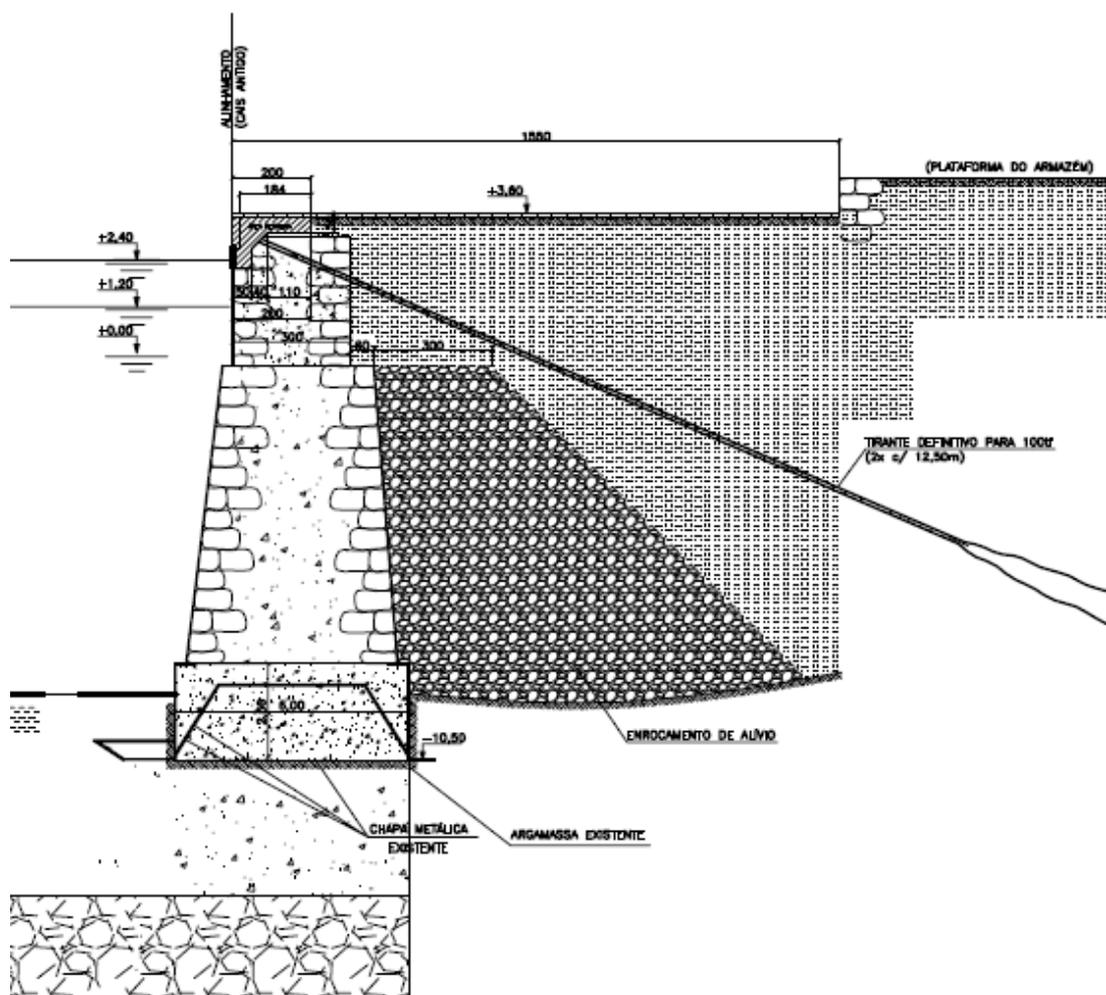


Figura 38 Seção transversal do Cais da Gamboa, reforçado com tirante.

2ª Fase: Na segunda fase, haverá a cravação das estacas tubulares metálicas. Estas estacas futuramente encamisarão as estacas raiz que serão ancoradas em rocha gnaissada alterada a sã. Além disto, as estacas tubulares terão como função suportar as vigas de coroamento que demarcarão a nova linha de cais (Figura 39).

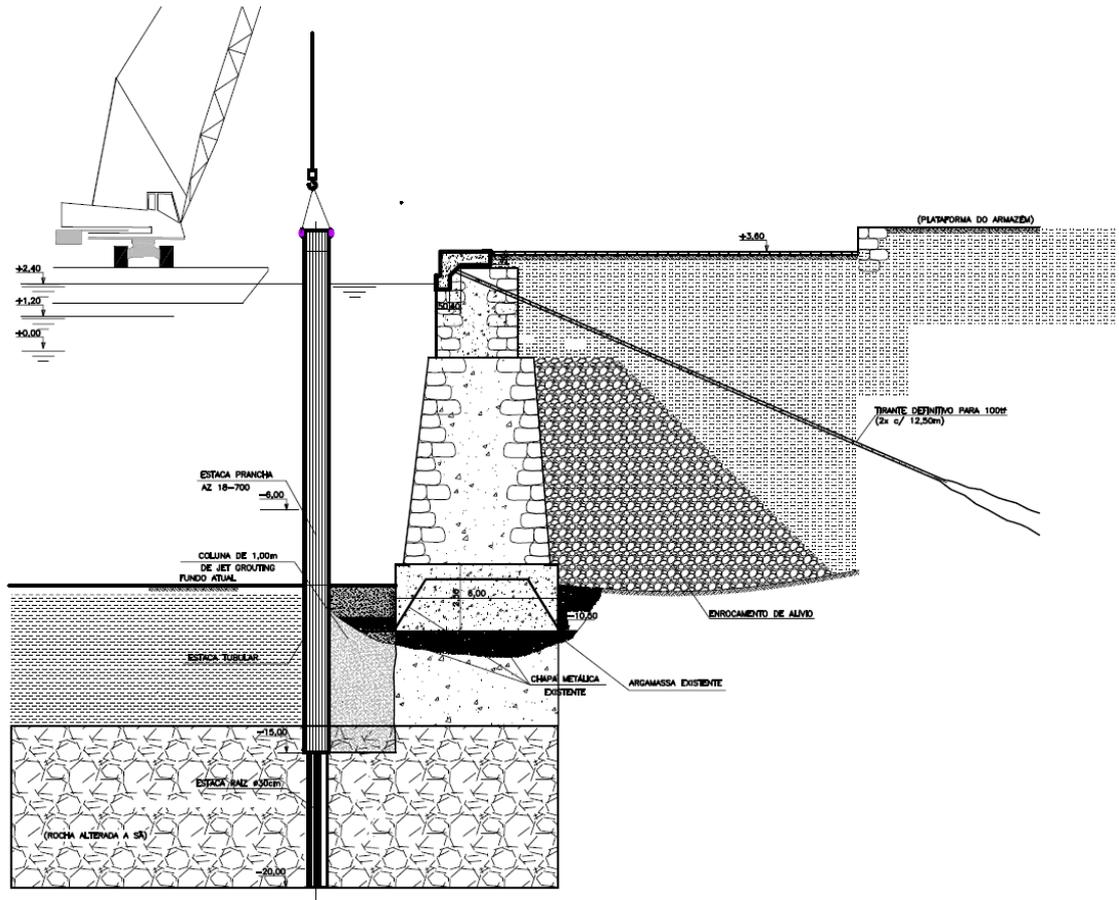


Figura 39 Seção transversal do Cais da Gamba - cravação de estacas

3ª Fase: Execução das estacas raiz e estacas prancha. As estacas raiz serão executadas com diâmetro de 30 cm na água e no solo, em rocha muito alterada a sã a perfuração terá diâmetro de 25 cm. Já as estacas prancha funcionarão em conjunto com as colunas de *jet grouting*, sendo responsáveis pelo reforço da base do antigo muro de contenção. As estacas raízes executadas na fase anterior ficarão encamisadas pela estaca tubular metálica, como se apresenta pela ilustração abaixo.

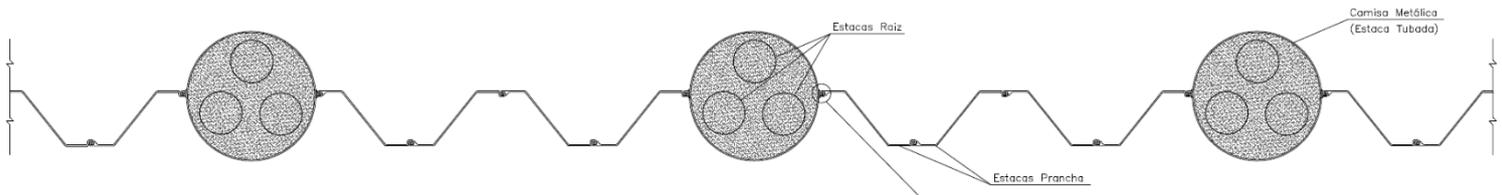


Figura 40 Esquema de instalação das estacas raiz e estacas tubulares

4ª Fase: Esta fase corresponde ao reforço do solo a frente da base do antigo cais da Gamboa. Este reforço será realizado através da execução de

colunas de *jet-grouting* reforçando assim o pé do muro de peso e a rocha muito alterada. Estas colunas também possuem função de evitar erosão da camada de solo abaixo do muro do cais, descalçando assim o muro de pedra. As colunas de *jet-grouting* serão executadas da cota -8,0 m a -15,0 m (Figura 41).

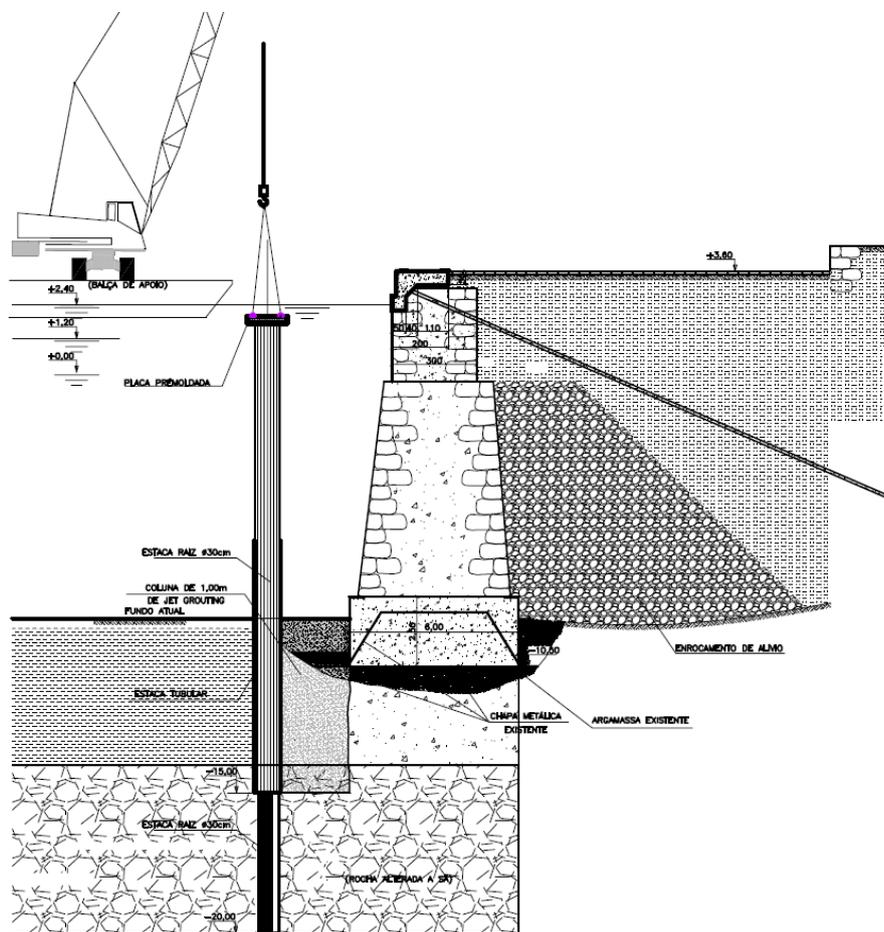


Figura 41 Seção transversal do Cais da Gamboa - Execução do *Jet Grouting*

5ª Fase: Após serão instaladas duas vigas de coroamento, uma sobre a linha do cais original e outra sobre as estacas tubulares já instaladas na terceira fase. Esta nova linha de cais caracterizada por esta nova viga de coroamento se encontra a 5,0 metros da antiga linha.

Primeiramente serão instaladas vigas pré-moldadas tipo “U” de forma paralela à linha de cais e, posteriormente, a instalação das vigas pré-moldadas do tipo “PI” de forma perpendicular, possibilitando assim a execução das lajes pré-moldadas na fase seguinte.

Nesta fase também se iniciará a dragagem até o nível do novo leito.

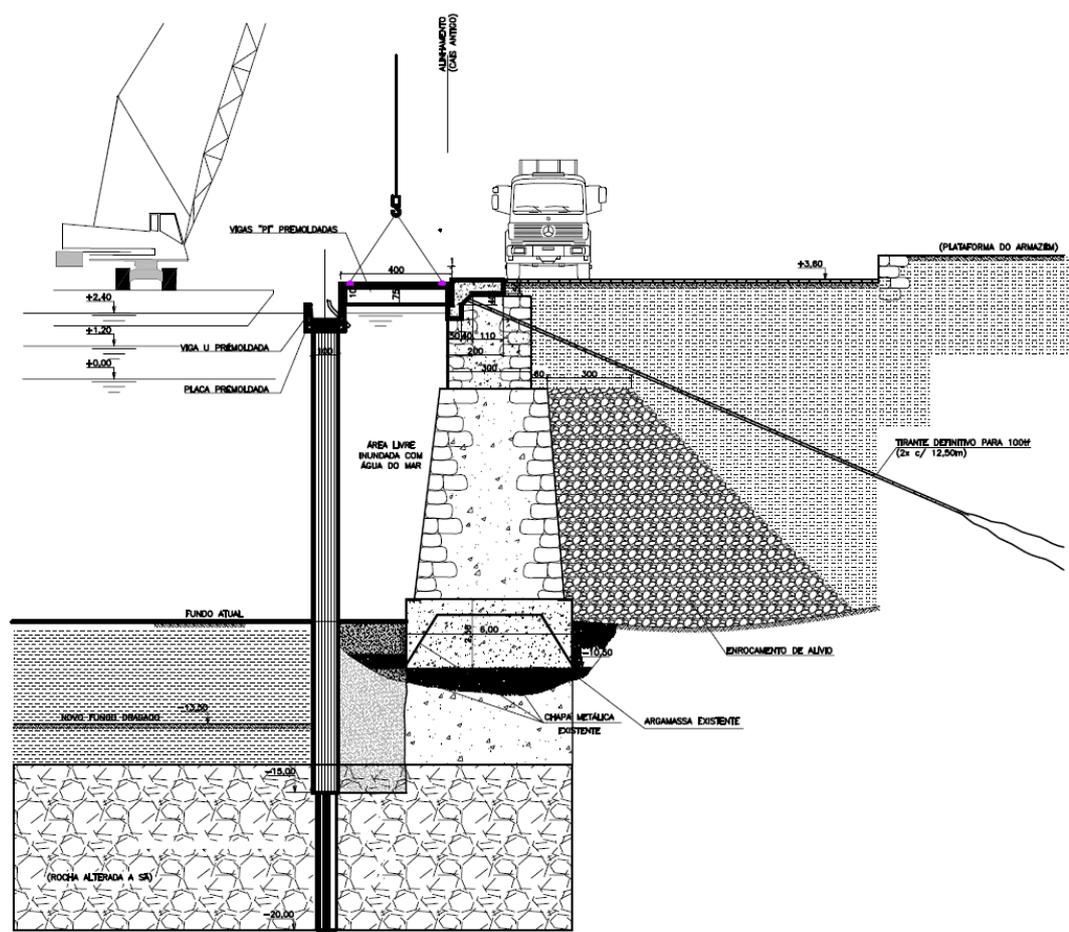


Figura 42 Seção transversal do Cais da Gamboa - Laje de ampliação e dragagem

6ª Fase: Nesta última fase, serão executadas as lajes pré-moldadas, solidarizadas com capa de concreto com cerca de 20 centímetros de espessura. Estas lajes estarão apoiadas nas vigas pré-moldadas executadas na fase anterior. Além disto, serão instalados o paramento frontal pré-moldado e a concretagem da viga de bordo e laje moldada *in situ*. Serão também colocados as defensas e os cabeços de amarração.

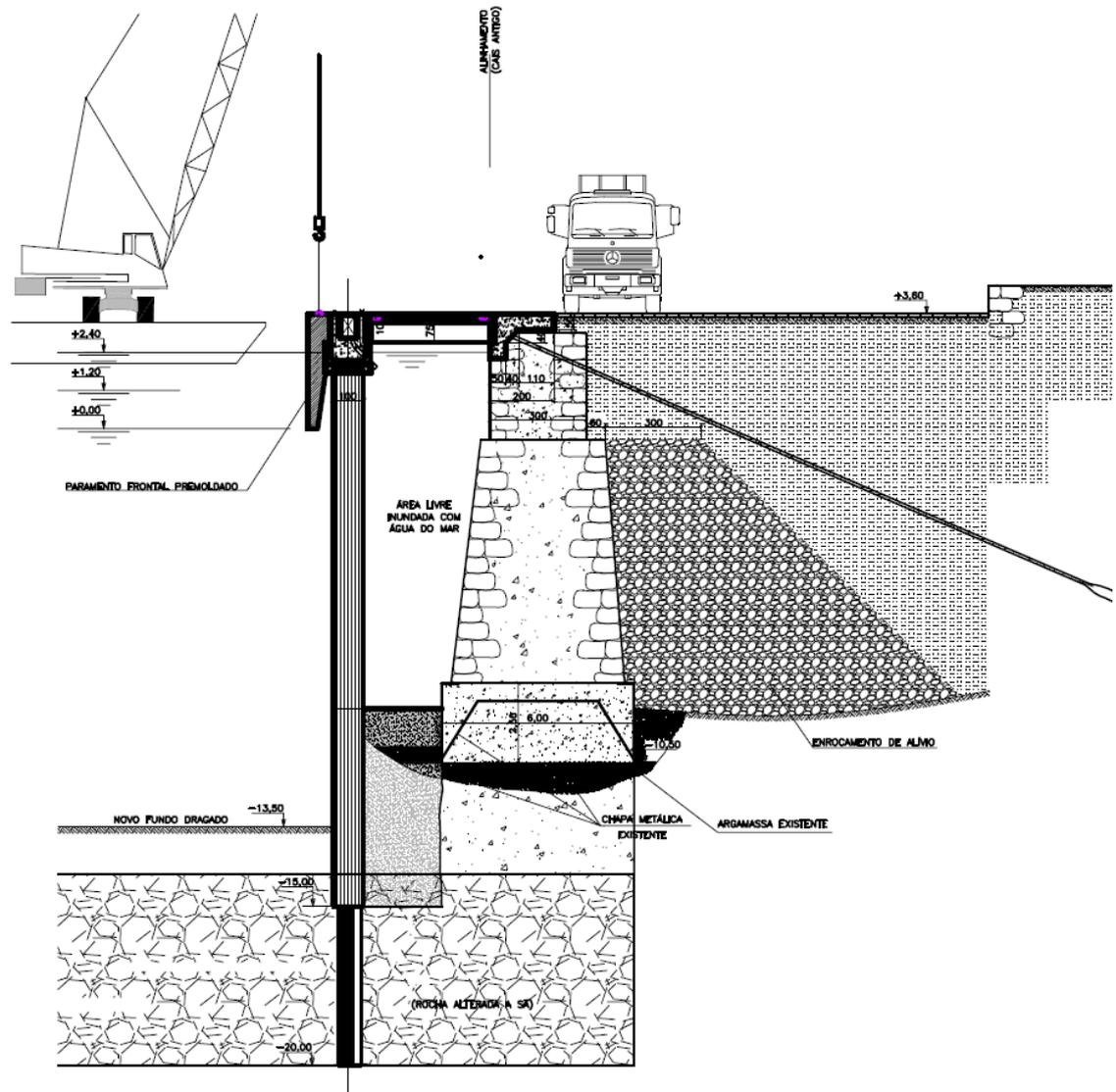


Figura 43 Seção transversal Cais da Gamboa - Instalação das defensas e cabeços de amarração

A Figura 44 mostra o layout atual do cais da Gamboa e o layout após o reforço estrutural do cais.

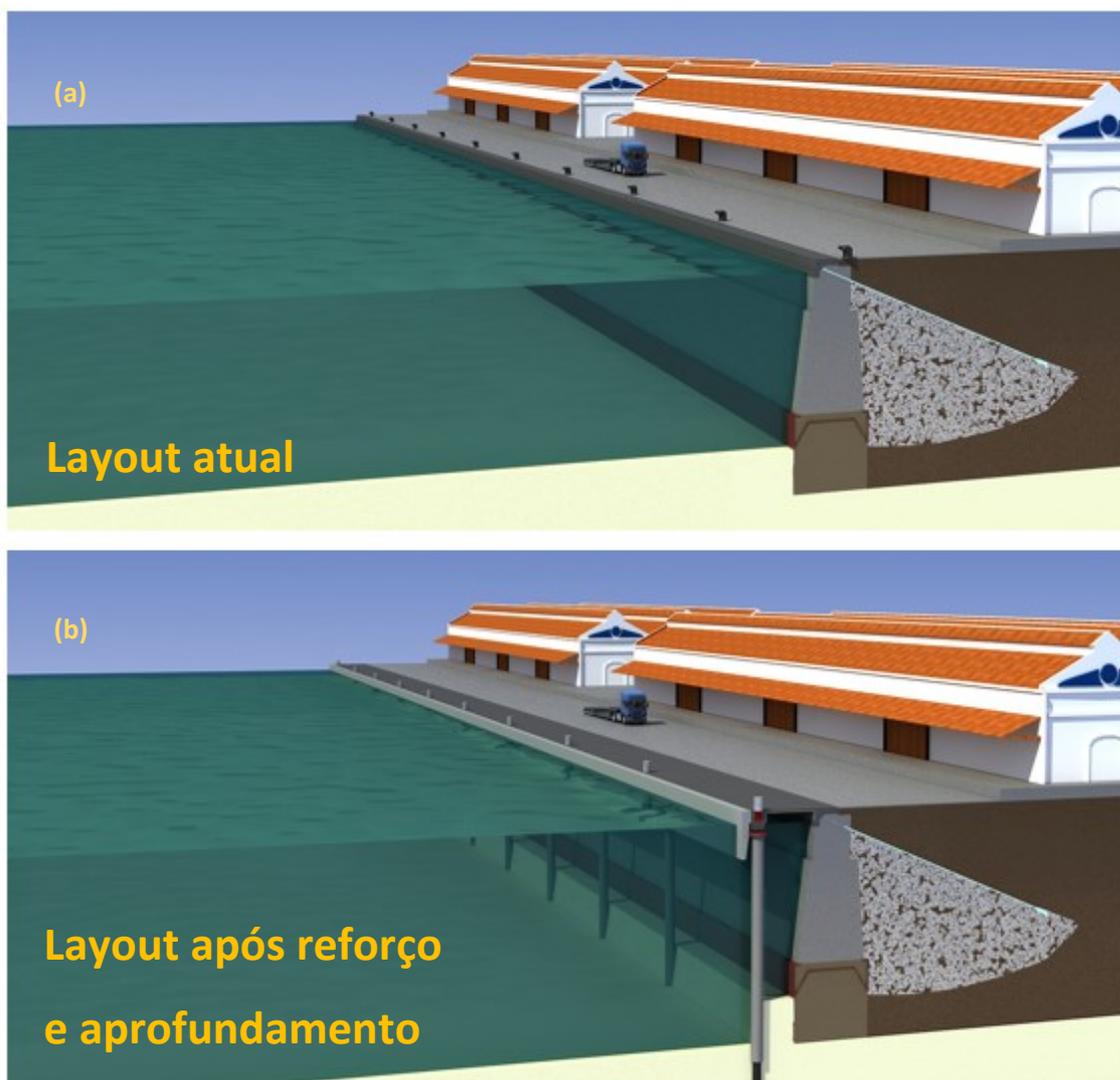


Figura 44 Layout do Cais da Gamboa antes (a) e após o reforço estrutural e dragagem (b). (CDRJ)

4. MODELAGEM DO PROBLEMA NO RS2

A modelagem numérica de um problema é capaz de estimar a evolução das deformações e tensões em função do tempo e de etapas construtivas, além de verificar a estabilidade do conjunto de intervenções a serem feitas em um maciço. Isto oferece à Engenharia uma capacidade de analisar problemas cada vez mais complexos, possibilitando respostas rápidas e precisas.

Através do MEF, procurou-se modelar o reforço estrutural do Cais da Gamboa visando obras de dragagem no berço de atracação. A estratigrafia do terreno foi adotada baseada em sondagens SPT executadas ao longo do comprimento do cais (ANEXO I), em um total de 18 furos de sondagem. Neste projeto, a cada etapa de execução, um novo elemento é adicionado ao problema e as análises são feitas para cada etapa, baseado no projeto da CDRJ.

O capítulo anterior descreveu todas as etapas executivas do projeto conforme concebido pela CDRJ. No entanto, para a realização das análises numéricas, uma série de simplificações tiveram que ser feitas, principalmente no âmbito estrutural – uma vez que neste trabalho se utiliza de um modelo geotécnico, limitando, portanto, a discretização de muitos elementos estruturais. Além disso, as poucas investigações geotecnológicas disponíveis para todo o comprimento do cais fez com que muitos parâmetros fossem estimados através de correlações empíricas clássicas da Mecânica dos Solos.

Este capítulo tem como objetivo descrever toda geometria e concepção do projeto sob a ótica da modelagem numérica. Primeiramente, pretende-se explicar o funcionamento do modelo numérico escolhido – RS2. Depois disto, irá ser explanando todo o processo de modelagem, além dos parâmetros de entrada no modelo e considerações feitas para o desenvolvimento do mesmo.

4.1. Funcionamento do RS2

O programa de modelagem numérica RS2 foi desenvolvido pela empresa canadense Rocscience Inc., e é um programa baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) aplicado a problemas de engenharia da área de geotecnia e geologia.

O programa conta com diversas configurações (Nascimento, 2011), como:

- Modelos em estado plano de deformação e axissimétrico;

- Materiais isotrópicos, ortotrópicos e transversalmente isotrópicos;
- Quatro tipos de elementos bidimensionais;
- Barras com formulação de Bernoulli e Timoshenko;
- Modelos constitutivos elastoplásticos: Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, Hoek-Brown generalizado, *Cam-Clay*, *Cam-Clay* modificado;
- Elemento de interface, com critério de Mohr-Coulomb;
- Diversos elementos para tipos específicos de reforço do maciço, como tirantes;
- Etapas de escavação, aterro e aplicação de reforços, com a retirada de elementos, alteração das propriedades, inserção de tirantes;
- Consideração da poropressão;
- Análise de estabilidade;
- Análise estatística;
- Convergência por critérios de energia, entre outros.

De acordo com Pereira (2018), os modelos constitutivos têm como objetivo reproduzir o estado tensão x deformação de um determinado perfil de solo a partir de dados de entrada fornecidos pelo usuário. A partir da reprodução deste modelo, é possível interpretar comportamentos e estimar valores necessários em projetos, que variam de acordo com o solo/ rocha / interface estrutural em questão. O modelo utilizado para as análises numéricas realizadas neste trabalho foi o de Mohr-Coulomb.

Modelo Mohr-Coulomb

A presente dissertação visa realizar análises numéricas do reforço estrutural do Cais da Gamboa, e para isto, a situação modelada é levada à ruptura. O modelo Mohr-Coulomb se apresenta como relativamente simples a compreensão dos efeitos físicos e sua aplicação é amplamente usada na área de Mecânica dos Solos.

O modelo Mohr-Coulomb considera a relação entre resistência ao cisalhamento no plano de ruptura e a tensão normal atuando neste plano como linear, de acordo com a Equação (2). Seu critério de ruptura se dá quando a

tensão cisalhante atuante no plano de resistência se iguala ao valor da tensão cisalhante de resistência do solo.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (2)$$

Onde:

τ = resistência ao cisalhamento;

c = intercepto coesivo;

σ_n = tensão normal ao plano

φ = ângulo de atrito do material

A partir da Figura 45, é possível ver como o solo neste modelo se comporta. De acordo com o aumento das tensões, há uma deformação proporcional, como indicada no trecho da reta de inclinação constante. Neste trecho, admite-se que o solo apresenta comportamento elastoplástico perfeito, até a máxima tensão resistida pelo solo, a partir de onde as deformações se tornam plásticas e sem variação de resistência. Uma vez alcançado o patamar plástico, o material nunca mais poderá retornar a um comportamento perfeitamente elástico.

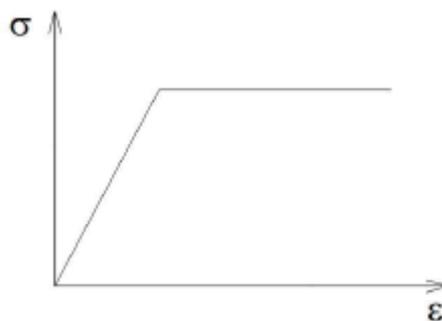


Figura 45 Diagrama tensão deformação do modelo Mohr-Coulomb

São 9 os parâmetros de entrada no modelo Mohr-Coulomb – 7 parâmetros de resistência e 2 parâmetros de deformação, como segue:

Parâmetros de resistência:

- Resistência a tração (de pico e residual);
- Ângulo de atrito (de pico e residual);
- Coesão (de pico e residual);
- Ângulo de dilatância.

Parâmetros de deformação:

- Módulo de Young (E);

- Coeficiente de Poisson (ν).

Dentre as vantagens do modelo constitutivo Mohr-Coulomb, pode-se destacar a utilização de parâmetros bem conhecidos e difundidos para definição de resistência do solo – como Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson - e, se apresenta como um método mais prático e rápido quando comparado a outros modelos constitutivos.

Devido à simplicidade do modelo Mohr-Coulomb, este apresenta algumas limitações, principalmente no trecho elástico da curva tensão deformação. Ao considerar o material como elastoplástico perfeito, o modelo ignora a história precedente do material geotécnico. A Figura 46 apresenta de forma gráfica tal limitação. Quando um solo é descarregado, o mesmo não volta a seu estado inicial de deformações, sendo o valor do Módulo de Elasticidade de descarregamento superior ao valor do módulo de elasticidade no carregamento. A inclinação da curva no recarregamento é aproximadamente a mesma que ocorre na descarga, dando origem ao Módulo de Elasticidade “*unloading reloading*” (E_{ur}) (Pinto, 2017).

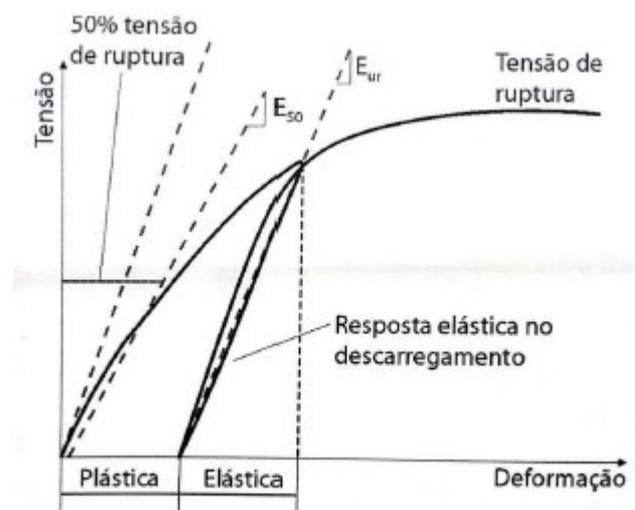


Figura 10 Representação do comportamento tensão deformação durante carregamento e descarregamento. (Gerscovich, 2012)

Apesar das limitações inerentes ao modelo Mohr-Coulomb, este é amplamente usado nos problemas geotécnicos, apresentando uma boa aproximação do comportamento do solo para fins práticos.

4.2. Definições de projeto

O desenvolvimento do modelo de análise se inicia nas definições de projeto, onde é possível escolher o tipo de análise a ser feita, o acoplamento sólido-fluido, as unidades utilizadas, definir as etapas, o método de modelagem da poropressão, entre outros.

No caso do tipo de análise a ser feita existem dois tipos, o estado plano de deformação e análise axissimétrica, sendo empregado nesta presente dissertação o primeiro tipo de análise mencionado.

A interação sólido-fluido recai sobre a teoria de Biot (1941), podendo ser uma análise desacoplada ou acoplada. Uma análise desacoplada implica que a variação da poropressão não afeta a deformação, ou que a variação no carregamento ou deformação não afetam a poropressão. No caso de uma análise em tensões totais, a análise é desacoplada e a deformação é resultado da variação das tensões totais. Já uma análise em tensões efetivas, as deformações são resultado de variações das tensões efetivas, o que consiste em uma análise parcialmente acoplada. Isto acontece, pois, a variação da poropressão e conseqüentemente a variação de tensões efetivas, afeta a deformação, no entanto, a variação da deformação não afeta a poropressão.

No que diz respeito à análise acoplada, a variação da poropressão pode afetar a deformação, e a variação no carregamento ou deformação podem afetar a magnitude das poropressões.

Nesta fase da modelagem, também se definem as unidades que são usadas, como por exemplo, as unidades de tensão, de tempo, e de permeabilidade, e o número de etapas de cálculo do modelo, sua duração e as suas condições de drenagem (Figura 47).

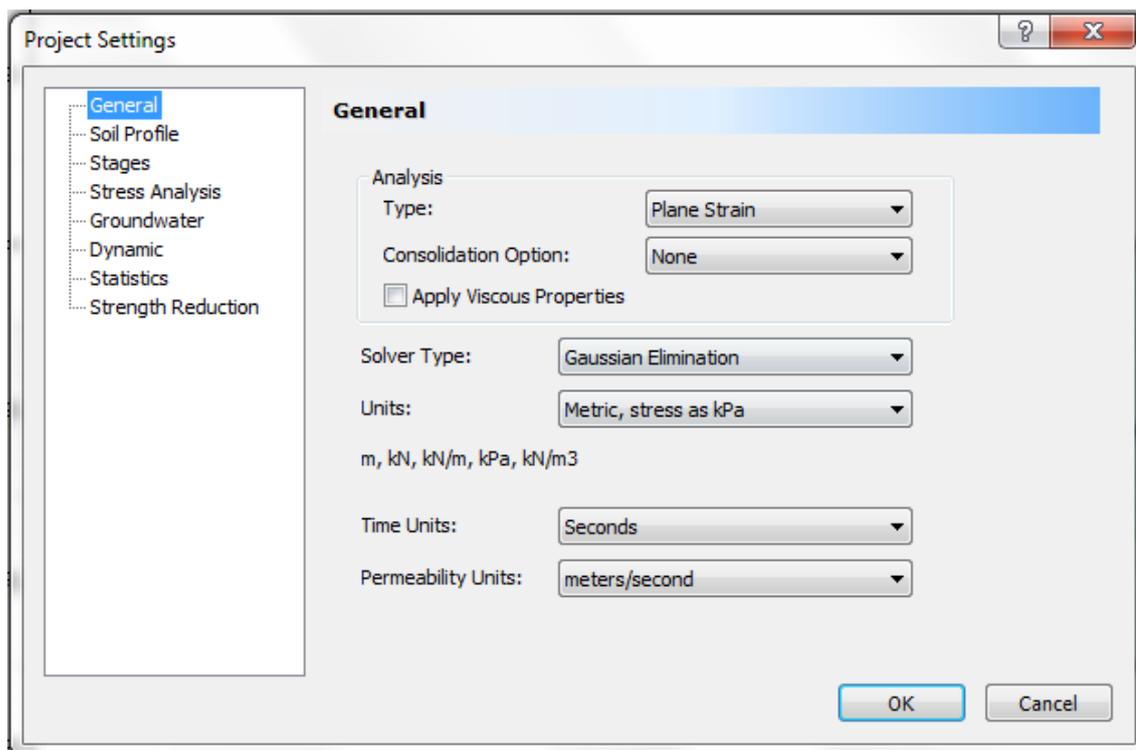


Figura 47 Interface do RS2 em que se define propriedades do projeto (RS2)

Definições adotadas para o presente projeto:

- Unidades: Sistema Métrico – m, kN, kN/m, kPa, kN/m³;
- Total de etapas: 7;
- *Groundwater: Steady State FEA* (condição sem fluxo)
- *Strength Reduction*: análise ligada para determinação dos Fatores de Segurança.

4.3. Etapas da modelagem

A modelagem da presente dissertação se baseou no projeto básico de reforço estrutural concebido pela Companhia Docas do Rio de Janeiro, e como as análises aqui feitas tem origem em um modelo geotécnico, certas simplificações e considerações tiveram que ser feitas. Além disso, informações geotécnicas e geológicas são escassas, uma vez que o projeto não é executivo.

Para a definição dos materiais geotécnicos, foram disponibilizados boletins de sondagem SPT de 18 furos espalhados pelos 1.100 m de extensão de projeto (Figura 48) – 1 furo a cada 100 m. Através destes boletins, foram feitos

perfis longitudinais do solo para melhor compreensão da estratigrafia do terreno, como pode ser visto em ANEXO I.

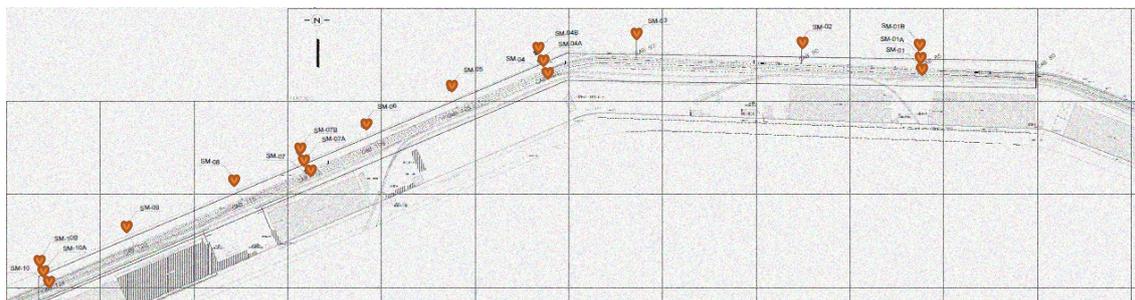


Figura 48 Furos de sondagem SPT ao longo do Cais da Gamboa (CDRJ)

O muro histórico do Cais da Gamboa, feito originalmente de pedra, na modelagem teve sua constituição de concreto, sendo denominado “concreto do muro”. Abaixo do muro de contenção, existe uma camada rígida de areia com argamassa e pedregulho, formando uma espécie de fundação para o muro. A contenção é feita para um enrocamento de alívio em conjunto com o material de aterro da retroárea do cais. Como material geotécnico, também foi definido parâmetros para as colunas de *Jet Grouting*, que ajudarão no reforço do pé do muro.

Para fins de simplificação, o material do leito marinho foi definido na modelagem como “sedimento marinho”, com características arenosas. Através dos perfis de sondagem, é possível ver que há predominância majoritária deste material na grande maioria de perfis de sondagem (ANEXO I). A partir do número de golpes, utilizou-se relações conhecidas para solos arenosos (Amendola, 2018), e foi possível definir os parâmetros como o módulo de elasticidade do sedimento marinho e utilizá-lo como parâmetro de entrada no modelo, conforme Equação 3.

$$E = 8000 N_{SPT}^{0,8} \quad (3)$$

Abaixo segue um quadro-resumo de todas as propriedades dos materiais geotécnicos definidos para projeto.

Materiais geotécnicos	φ (°)	Coesão (kPa)	E (kPa)	ν	γ (kN/m ³)
Concreto do muro	38	40	$2,50 \times 10^7$	0,20	24
Areia com argamassa e pedregulho	30	5	$1,00 \times 10^5$	0,30	23
Gnaise Facoidal	35	40	$4,90 \times 10^7$	0,20	27
Sedimento Marinho	35	0	$1,05 \times 10^4$	0,25	19
Material de Aterro	30	0	$9,00 \times 10^3$	0,30	18
Jet Grouting	35	40	$2,50 \times 10^7$	0,20	24
Enrocamento	40	40	$1,50 \times 10^5$	0,30	22

Tabela 2 Propriedades dos materiais geotécnicos

Os subitens a seguir pretendem apresentar a geometria adotada para cada uma das sete etapas da análise numérica.

1. Situação atual

Esta fase da modelagem representa o problema de forma atual, ou seja, sem qualquer intervenção de reforço estrutural e dragagem (Figura 49).

Materiais geotécnicos	Cor
Concreto do muro	
Areia com argamassa e pedregulho	
Gnaise facoidal	
Sedimento marinho	
Material de aterro	
<i>Jet Grouting</i>	
Enrocamento	

Tabela 3 Relação de cor para os materiais geotécnicos

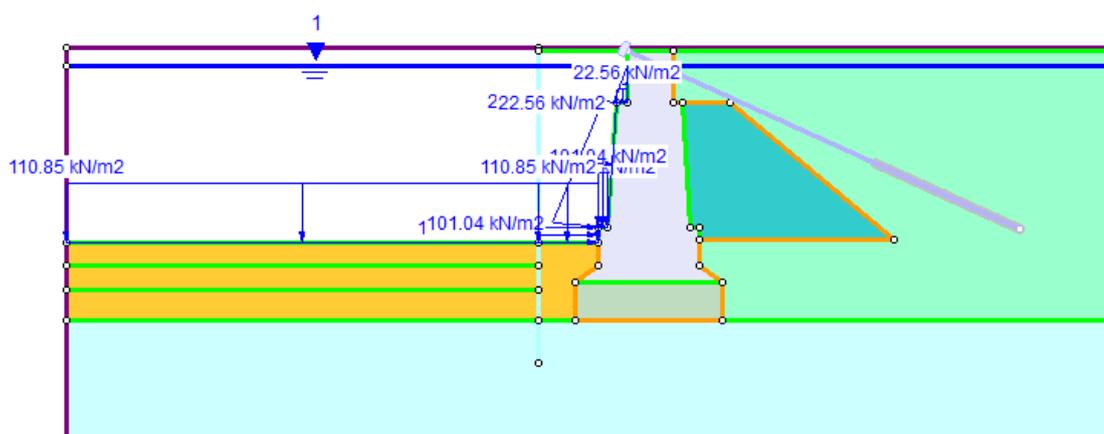


Figura 49 Geometria da situação atual

2. Execução do tirante

O primeiro elemento a ser incorporado é o tirante, visando manter íntegra o muro de pedra histórico (Figura 50). No projeto básico da CDRJ, não há grandes especificações quanto ao sistema de ancoragem. Portanto, foi adotado inicialmente, o tirante GW 32 mm da empresa Diwydag. Os comprimentos estabelecidos em projeto foram mantidos inicialmente e depois modificados para análise de melhor performance do sistema de ancoragem, conforme capítulo 6. As propriedades estabelecidas para o tirante podem ser vistas na Tabela 4.

	E (kPa)	Diâmetro (mm)	Capacidade Tração – Ruptura (kN)	Capacidade Tração – Trabalho (kN)	Comprimento total (m)	Comprimento ancoragem (m)
Tirante	$2,10 \times 10^8$	32	440	220	27,5	10

Tabela 4 Propriedades para o sistema de ancoragem

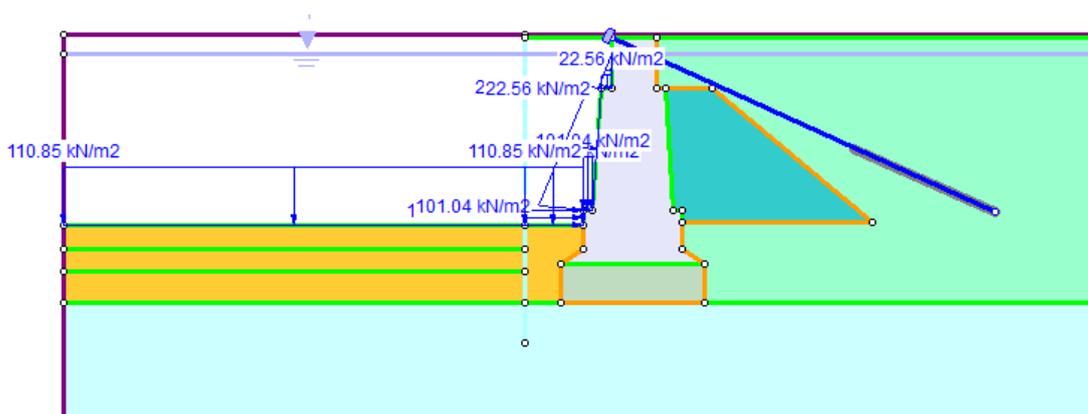


Figura 50 Geometria da segunda etapa - execução do tirante

3. Execução da linha de estacas, *Jet Grouting* e dragagem das cotas -8,0 m a -9,5 m

O projeto básico desenvolvido pela CDRJ descreve uma solução estrutural que não é possível de ser modelada no RS2, uma vez que se trata de um modelo geotécnico e não um modelo estrutural, apresentando, portanto, certas restrições quanto ao detalhamento dos elementos estruturais. No entanto, é possível calibrar os parâmetros para que se tenha uma rigidez compatível e, portanto, um comportamento similar.

Em termos da modelagem numérica, a contenção da nova linha de cais será feita por meio de estacas de concreto que suportarão a futura laje de

ampliação. Entre esta nova linha de cais e a anterior, será incluída colunas de *Jet Grouting*, conforme mencionado anteriormente.

Elemento Estrutural	E (kPa)	ν	A (m ²)	I (m ⁴)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	3,20x10 ⁷	0,2	0,3063	0,01704	25

Tabela 5 Propriedades para os elementos estruturais

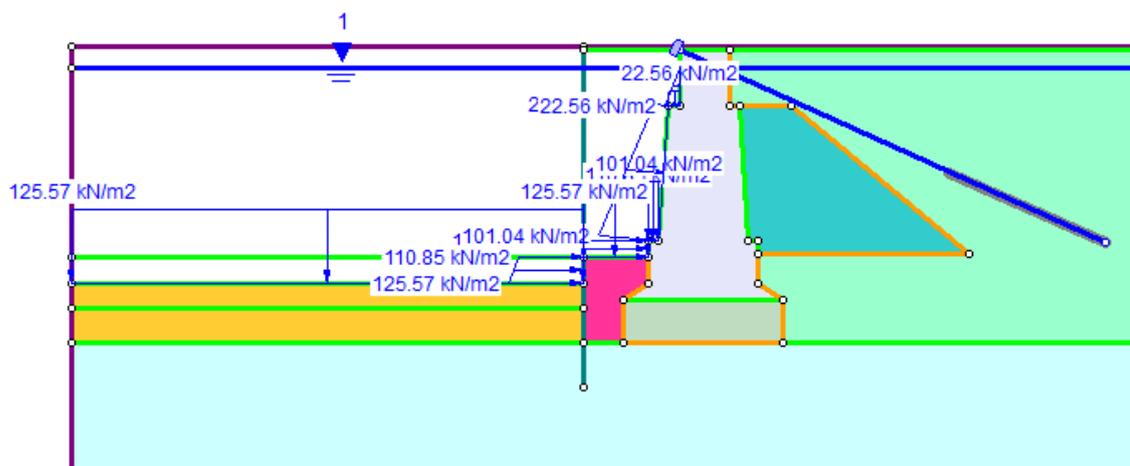


Figura 51 Geometria da terceira etapa de modelagem - Estaqueamento + Jet Grouting + 1a etapa de dragagem

4. Dragagem das cotas -9,5 m a -11,0 m

Nas etapas 4 e 5, a única modificação é a escavação de mais uma camada de sedimento marinho.

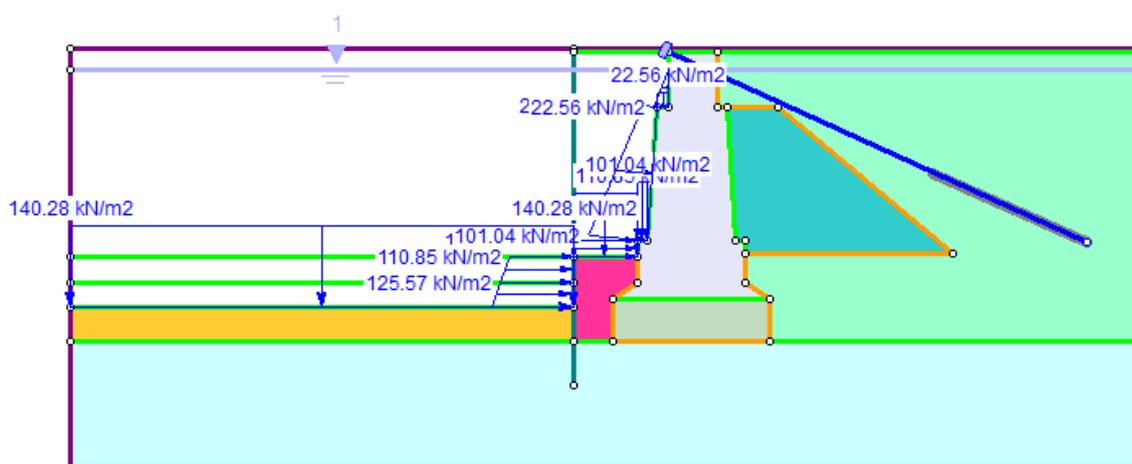


Figura 52 Geometria da quarta etapa da modelagem - 2a etapa de dragagem

5. Dragagem das cotas -11,0 m a -13,0 m;

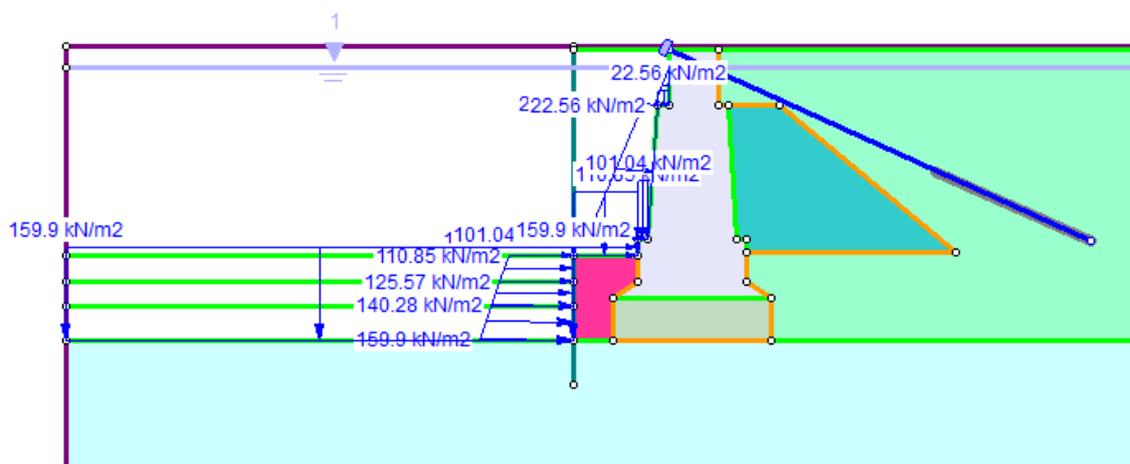


Figura 53 Geometria da quinta etapa da modelagem - 3a etapa de dragagem

6. Laje de Ampliação;

A laje de ampliação foi melhor modelada como sendo o material “concreto do muro” – concreto armado -, de espessura 20 cm. Sua aplicação no modelo se dá na etapa 6, se estendendo desde a linha de estacas até o fim do modelo, na retroárea do cais.

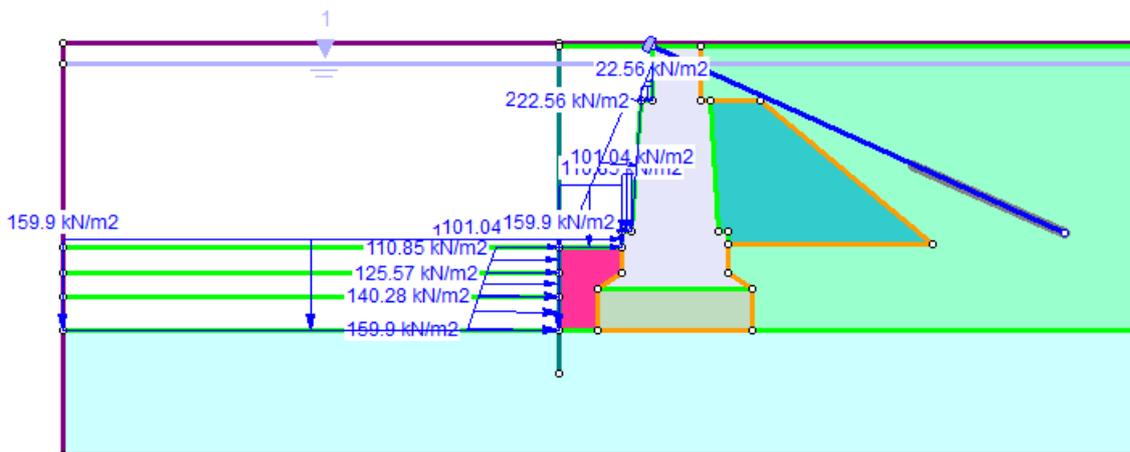


Figura 54 Geometria da sexta etapa de modelagem - execução da laje de ampliação do cais

7. Aplicação de sobrecarga na retroárea do cais.

Após a execução da laje de ampliação do cais, as sobrecargas são aplicadas conforma preconiza a NBR 9782/1987. Para terminal de passageiros, foi adotada uma sobrecarga equivalente a 10 kN/m^2 e, para área onde se localizam os armazéns, 20 kN/m^2 .

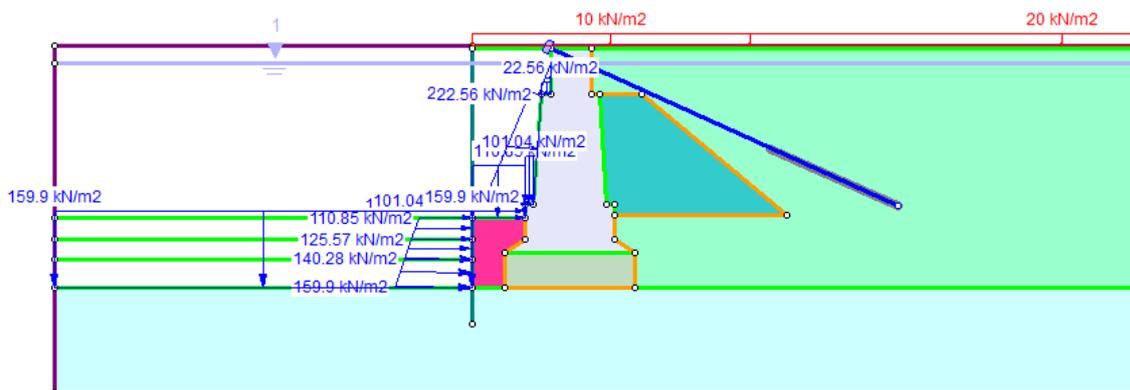


Figura 55 Última etapa da modelagem - aplicação de sobrecarga na retroárea do cais

A Figura 56 mostra a geometria da última etapa da modelagem, indicando todos os materiais empregados na análise numérica.

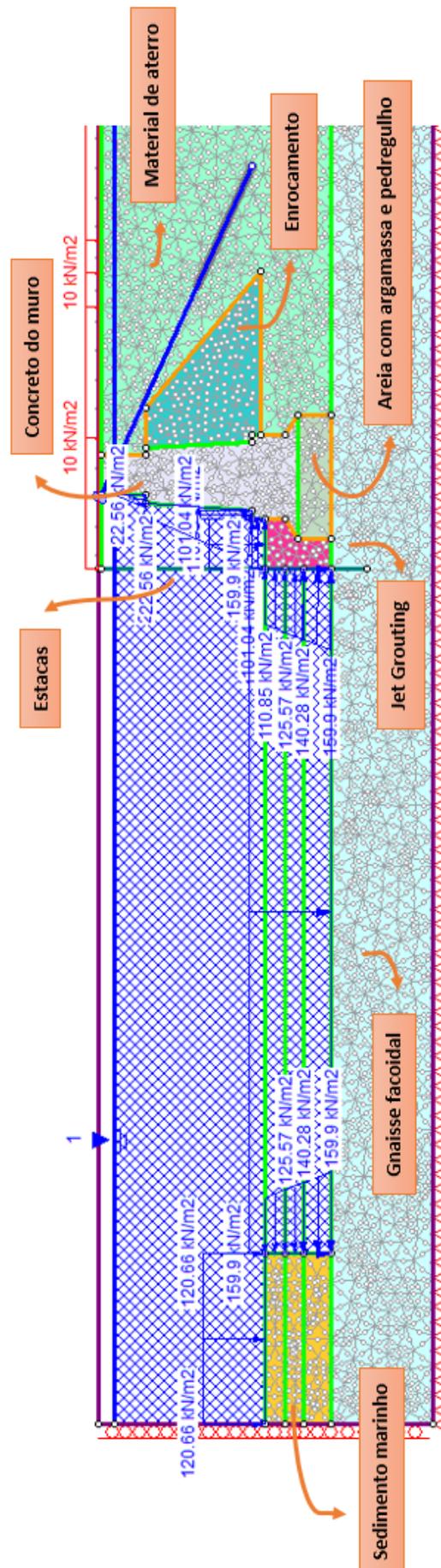


Figura 56 Geometria da etapa final de modelagem

4.4. Estrutura de análise no RS2

A interface do programa RS2 é apresentada na forma de *workflow tabs*, facilitando a utilização do programa uma vez que segue uma forma lógica de construção do modelo, importante para não se esquecer ou ignorar um passo importante da modelagem.



Figura 57 *Workflow tabs* - Interface RS2

4.4.1. Passo *Geometry*

Começando pela geometria, é o primeiro passo após as configurações do projeto como um todo. Este passo consiste em definir a geometria do modelo recorrendo a uma ferramenta de desenho. Neste processo é possível desenhar manualmente ou inserir as coordenadas dos vértices externos do problema.

A geometria começa ao se definir a fronteira externa (*external boundary*), onde irá conter todas as fronteiras do modelo, definindo o limite da malha dos elementos finitos. Em seguida, é possível definir todas as fronteiras internas do modelo, sendo estas, fronteira entre materiais, interfaces estruturais, juntas e túneis.

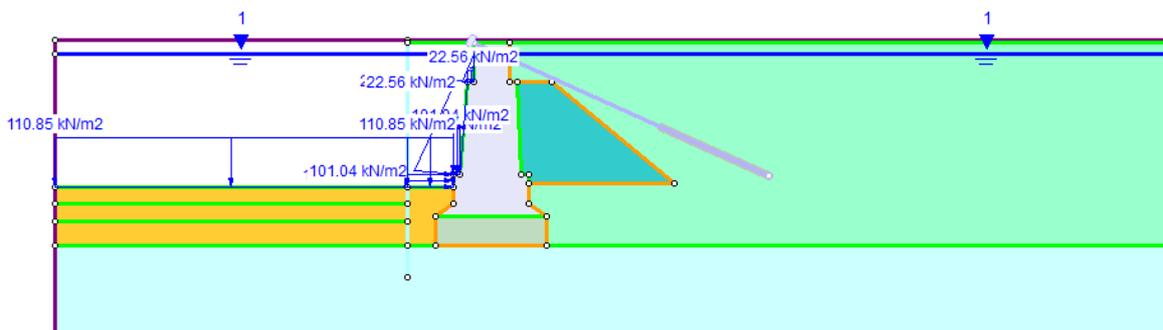


Figura 58 Geometria do problema durante a primeira etapa - Situação Inicial

4.4.2. Passo *Materials & Staging*

Este passo é onde se definem as propriedades dos materiais geotécnicos e estruturais, propriedades estas tanto físicas, como hidráulicas. Em se tratando das propriedades físicas, se faz necessário definir o critério de ruptura, que no caso é o critério de Mohr-Coulomb, e o tipo de material, como sendo elástico ou

plástico. Se definem também o peso específico do material, Módulo de Young, coeficiente de Poisson, ângulo de atrito e coesão.

Além do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, o programa permite que se use o critério de Hoek-Brown, Ducker-Prager, Generalized Hoek-Brown, *Cam-Clay*, *Modified Cam-Clay*, *Discrete Function*, *Mohr-Coulomb with Cap* e por fim, *Softening Hardening Model*.

Nesta fase também são definidas as propriedades que se alterarão com a evolução das etapas, ou se novos elementos serão incorporados ao modelo, como tirantes e estacas, ou se há regiões de escavação.

O *liner* – elemento de interface estrutural – pode ser modelado como *standard beam*, *geosynthetic*, *reinforced concrete* ou *cable truss*; sendo que para o caso das estacas, modelou-se como viga comum (*standard beam*). As interfaces são definidas através da sua área de seção transversal e momento de inércia, além de módulo de Young, coeficiente de Poisson e o tipo de material – plástico ou elástico.

Para casos em que há materiais que apresentam rigidezes muito diferentes, o programa permite que se insira um *joint* nesta interface. O *joint* pode ser apresentado como uma fronteira que permite um maior deslocamento para os nós da malha que se encontram justamente nesta fronteira. Com isso, o programa é capaz de coibir certos pontos de fraqueza dentro do modelo. Para a configuração do *joint*, leva-se em conta a forma com que esse deslocamento é permitido (*slip criterion*), além dos parâmetros de rigidez – normal e cisalhante. No caso da presente dissertação, foi adotado o critério dependente dos materiais (*material dependent*) e inseriu-se um *joint* na interface entre o enrocamento de alívio do muro de peso e o aterro da retroárea do cais (Figura 56).

4.4.3. Passo Mesh

Nesta etapa se configura a malha dos elementos finitos, e conseqüentemente se efetua a discretização de todas as fronteiras do modelo e a malha é gerada de acordo com essa mesma configuração.

Para configuração da malha, é necessário escolher o tipo de malha – graduada, uniforme ou radial – e, o tipo de elemento constituinte desta malha –

triangular de três nós, triangular de seis nós, quadrático de quatro nós ou quadrático de oito nós.

É necessário ressaltar a importância dessa etapa na modelagem pois, de modo a se obter resultados verossímeis, é preciso escolher uma malha de boa qualidade, isto é, uma malha suficientemente densa para representar o problema existente, mas também não convém ser demasiadamente densa pois isto pode dificultar o cálculo do modelo e aumentar o tempo de cálculo necessário.

No presente modelo, utilizou-se uma malha uniforme com elementos triangulares de 6 nós. Há aproximadamente 3000 elementos de malha.

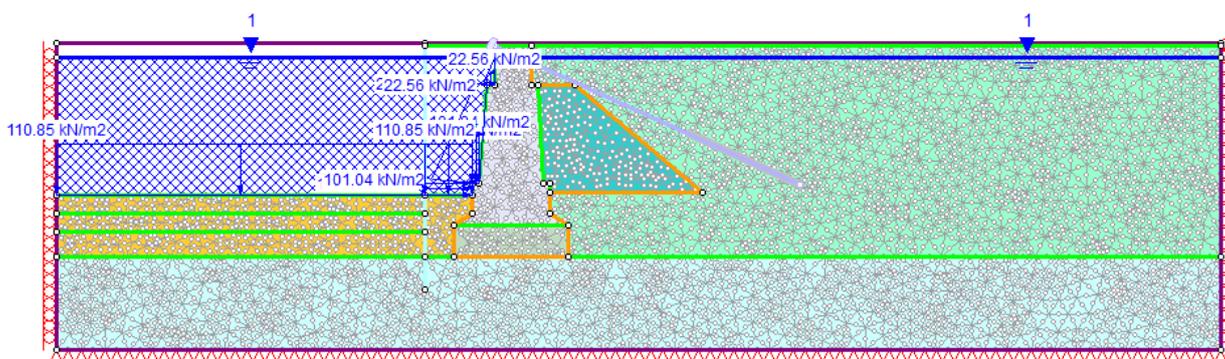


Figura 59 Modelo com malha na primeira etapa - Situação Inicial

4.4.4. Passo Support

Como o nome desta etapa já indica, é nesta fase que se define sistemas de suportes do modelo, com por exemplo o sistema de ancoragem. Define-se as configurações das interfaces de suporte, como o diâmetro do tirante, espaçamento entre dois tirantes para dentro do plano e capacidade de tração, entre outras.

O tirante, no caso em estudo, foi inserido na segunda etapa de modelagem. Com isso, foi possível observar as diferenças nas tensões entre o estado inicial (situação atual) e quando se executa o tirante (Item 6.2). A Figura 60 mostra o problema estudado com tirante ativo na etapa da modelagem.

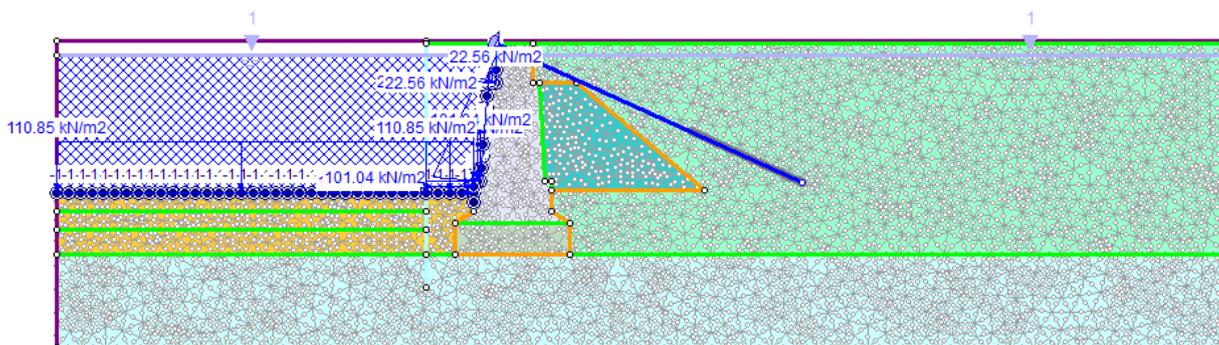


Figura 60 Instalação do tirante - 2a etapa de modelagem

4.4.5. Passo *Groundwater*

Nesta etapa define-se as condições hidráulicas do nível d'água. O método escolhido para este modelo foi o *Steady State FEA*, indicando ao *software* que há uma região alagada, de fluxo permanente, sem variação de poropressão. Portanto, após a definição do *Steady State* como condição hidráulica, não se levam em consideração os efeitos decorrentes da ação de ondas e variação da maré, uma vez que a condição é estável. Como a análise está sendo feita para o Cais da Gamboa, localizado dentro de uma Baía, esses efeitos naturais do ambiente marinho foram desconsiderados. Para a definição da coluna d'água, deve-se estabelecer as condições dessa nova fronteira (*set boundary conditions*), indicando ao programa a cota em que se encontra a superfície do nível d'água (Figura 61).

No entanto, é necessário ainda inserir o carregamento devido a esta coluna d'água, caso contrário, o programa não oferecerá resistência ao deslocamento de solos em contato com essa interface, entendendo como se fosse uma área escavada.

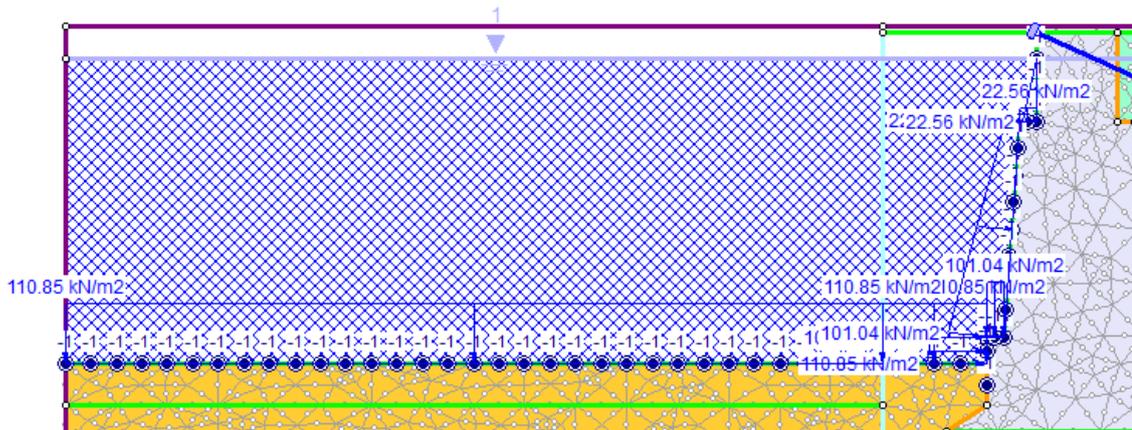


Figura 61 Hachurado modelando a coluna d'agua mais o carregamento devido à agua

4.4.6. Passo Loads & Restraints

Neste último passo, definem-se os carregamentos presentes no modelo e suas restrições de deslocamento. São definidas as tensões provocadas pelo próprio terreno, como também os vários carregamentos em forma de sobrecarga, tanto uniforme quanto pontual. Além disso, é possível adicionar um elemento de mola em qualquer nó da malha de elementos finitos, como por exemplo uma carga sísmica aplicada ao modelo.

Todos os carregamentos, exceto as tensões provocadas pelo próprio terreno, podem ser aplicados em etapas específicas, previamente definidas nas configurações de projeto.

Ao gerar a malha de elementos finitos, a restrição de deslocamentos horizontais e verticais é automaticamente estabelecida considerando a fronteira externa do modelo. No caso do presente modelo, a fronteira inferior restringe deslocamentos verticais e horizontais, as fronteiras laterais restringem apenas o deslocamento horizontal e a fronteira superior não há qualquer restrição de deslocamento (Figura 62).

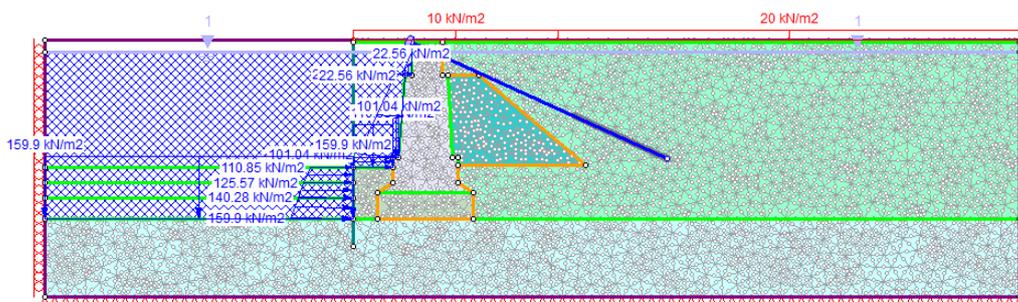


Figura 62 Desenho do modelo em sua última etapa - com todas as restrições e carregamentos

4.4.7. Módulo *Compute & Interpret*

Com a geometria, materiais, condições de carregamento, etapas, restrições de deslocamento já definidas, é possível iniciar o cálculo através do Método dos Elementos Finitos do modelo em análise. Lembrando que o tempo e esforço de cálculo computacional depende da densidade da malha definida.

Ao final do processo de cálculo, é possível iniciar o programa de nome *Interpret*, onde se analisa os resultados obtidos. Alguns dos resultados que este módulo permite analisar são as tensões principais – totais e efetivas –, os deslocamentos – totais, horizontais e verticais –, tensões máximas de cisalhamento, elementos plastificados, entre outros.

Estes resultados são inicialmente apresentados como contornos do modelo, recorrendo a uma escala de cores para melhor representação dos valores, no entanto também é possível observar os valores para uma zona específica utilizando uma ferramenta denominada *material query*.

O programa também permite plotar gráficos com os resultados para uma certa linha a ser definida pelo usuário. Esta linha pode ser inserida em qualquer posição do modelo que seja de interesse de maior análise, como por exemplo variações de tensões ao longo de uma profundidade.

Além disso, os resultados são apresentados para cada etapa (*stage*) estabelecida na etapa de modelagem. Isso permite observar o comportamento do modelo durante as diferentes fases de execução de uma obra.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS PELO MEF

A modelagem numérica do Cais da Gamboa foi executada com os seguintes objetivos:

- Análise da estabilidade do reforço estrutural através do Fator de Segurança ao longo das etapas executivas;
- Análise do comportamento do tirante. Foram feitas análises para oferecer uma opção alternativa ao tirante especificado em projeto;
- Análise do Fator de Segurança em relação às etapas de dragagem. Adicionalmente, foi realizada uma análise para estimar a inclinação do talude que se formará nas laterais do berço de atracação, de acordo com as características geotécnicas definidas na modelagem numérica.

5.1. Análise da estabilidade do cais através do fator de segurança ao longo das etapas executivas

No caso da análise de estabilidade, com uso do Método de Elementos Finitos, é obtido um fator de segurança global através da capacidade do modelo numérico de levar o problema à ruptura. Este valor é alcançado pelas inúmeras iterações realizadas pelo modelo, que geram assim regiões de plastificação do solo. Desta forma, é definida a superfície de ruptura, sendo o plano médio destas regiões plastificadas.

Entretanto, uma desvantagem do método é a necessidade de parâmetros para os modelos, que nem sempre são abundantes e confiáveis, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, e para utilizar o método, recorre-se a correlações com os resultados das investigações disponíveis, normalmente o SPT, como no caso da presente dissertação.

O fator de segurança resulta da relação entre a carga de ruptura e a carga admissível de trabalho. De acordo com Nascimento (2011), no caso de contenções de maciços de solo, o principal carregamento é o peso próprio do solo desconfinado e o contraponto ao colapso é a resistência dos materiais utilizados na contenção. No caso específico do maciço do solo a resistência é representada por suas propriedades, que por meio do critério de Mohr-Coulomb,

são traduzidas em coesão (c_{res}) e ângulo de atrito interno (φ_{res}). Portanto, nestes termos, o fator de segurança é definido por:

$$FS = \frac{c + \sigma \tan \varphi}{c_{res} + \sigma \tan \varphi_{res}} \quad (4)$$

No RS2 o fator de segurança é apresentado separadamente para coesão e ângulo de atrito, sendo denominado *Shear Strength Reduction* (SSR). Nesse caso,

$$c_{res} = \frac{c}{FS} \quad (5)$$

$$\tan \varphi_{res} = \frac{\tan \varphi}{FS} \quad (6)$$

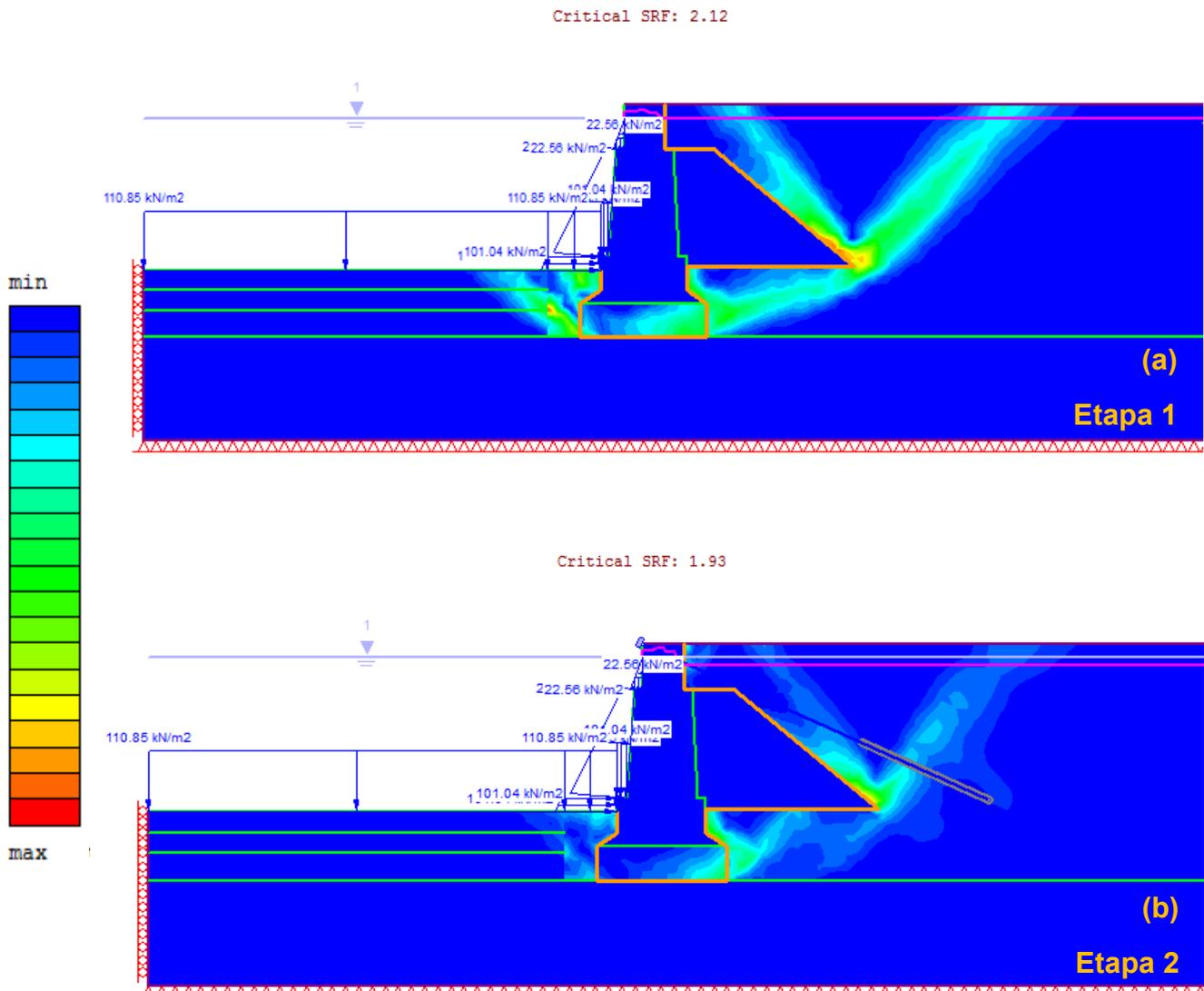
O SSR é obtido de forma iterativa. Na primeira iteração são obtidos os campos de tensões e deformações naturais, devido ao peso próprio dos materiais, neste caso pode-se zerar as deformações; na próxima iteração é aplicado o fator de segurança maior que um por meio das equações (5) e (6), procede-se o cálculo de parada; repete-se o procedimento partindo da solução anterior até que não haja convergência ou os deslocamentos sejam maiores que os estabelecidos pelo critério de parada.

Para a obtenção dos fatores de segurança após cada etapa executiva, foram modelados todos os elementos conforme especificação do projeto. A etapa de dragagem foi dividida em três etapas consecutivas, conforme dito no Capítulo 5. Isso permitiu com que a estaca fosse aumentando gradativamente seus esforços absorvidos, resultando em fatores de segurança mais reais. Isto se dá, pois, uma vez que inicialmente quando a estaca é cravada, não há nenhuma carga sendo aplicada a ela ou qualquer desnível para ocorrência de empuxo do solo.

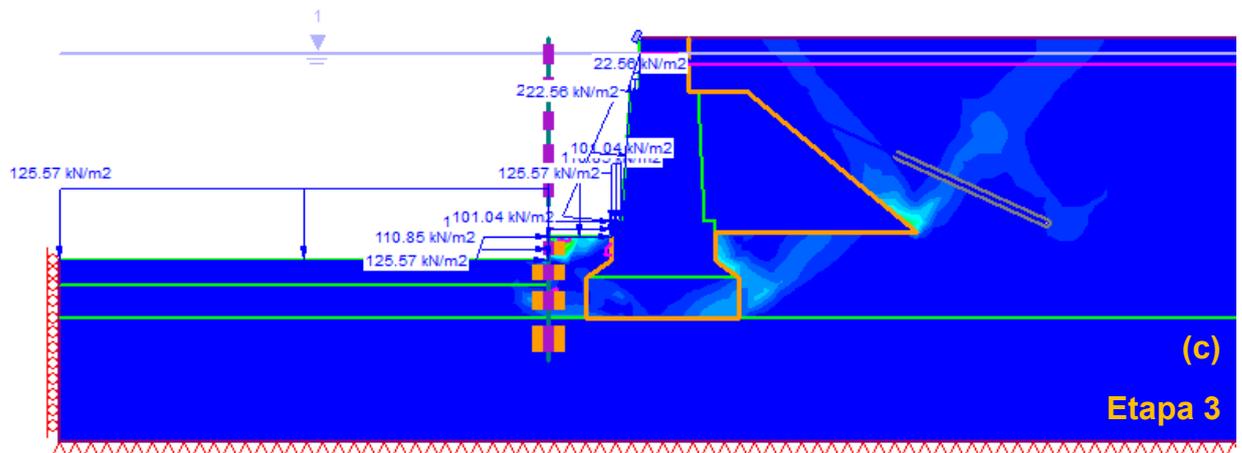
5.1.1. Tensões cisalhantes máximas

Conforme mencionado anteriormente, as regiões de plastificação que geram a superfície de ruptura são obtidas quando o problema é levado à ruptura. Neste caso, toda a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo é mobilizada e, por isto, algumas regiões do solo atingem a tensão máxima de cisalhamento. Afim de melhor analisar o comportamento do solo na retroárea do cais, apresenta-se a seguir a Figura 63 com a sequência evolutiva das regiões de

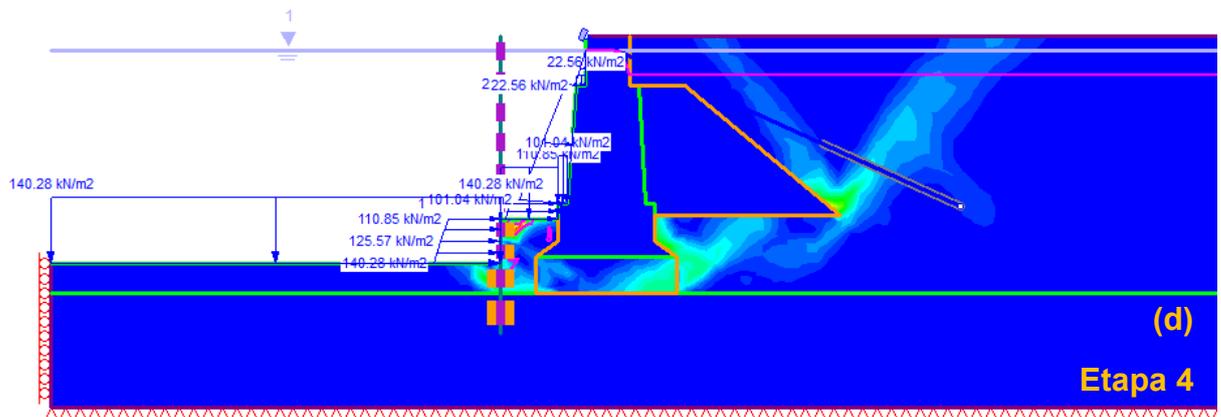
tensão máxima de cisalhamento, representada pelas regiões de cores, mais quentes. As cores mais azuladas representam tensões mínimas de cisalhamento e, conforme as cores se tornam mais quentes, a tensão vai aumentando até atingir a tensão máxima de cisalhamento, representada pela cor vermelha, conforme detalhe da Figura 63.



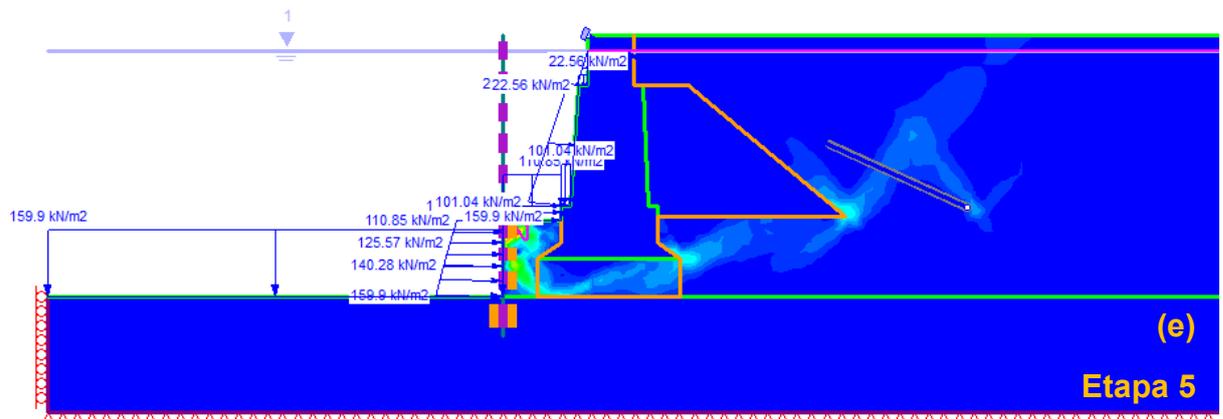
Critical SRF: 1.27



Critical SRF: 1.49



Critical SRF: 1.45



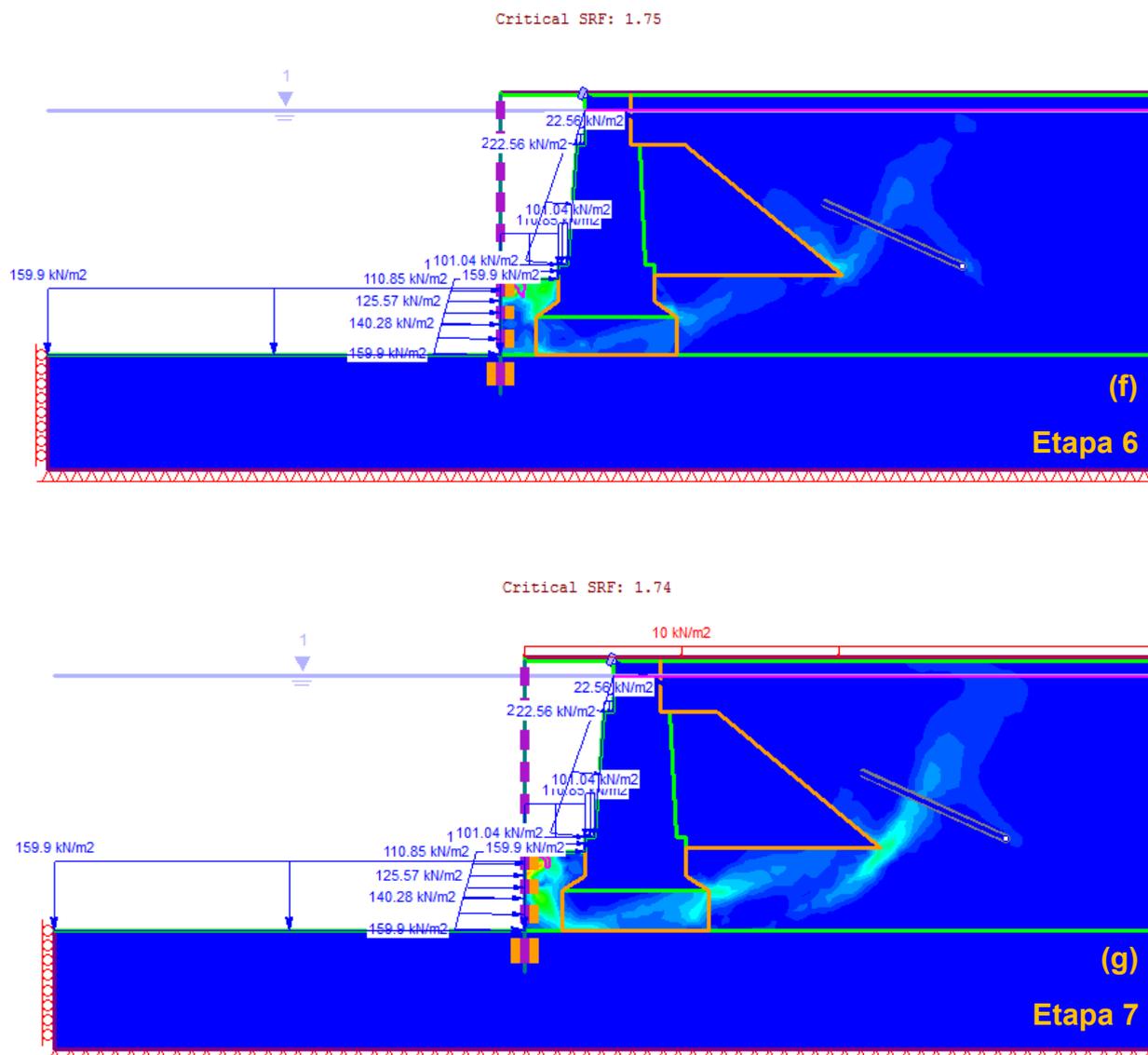


Figura 63 Regiões de máximas tensões cisalhantes de cada etapa executiva de (a) a (g), etapa 1 a 7, respectivamente. Em detalhe, escala de cores de acordo com variações da tensão de cisalhamento.

Pela Figura 63, é possível observar uma redução das tensões máximas de cisalhamento ao longo da execução das etapas propostas do projeto. Ao se reduzir a máxima tensão cisalhante mobilizada, reduz-se também o risco de ruína da estrutura, deixando assim a obra mais segura. É curioso observar também o formato das regiões de máxima tensão cisalhante, claramente formando cunhas de ruptura.

As regiões mais críticas quanto à máxima tensão de cisalhamento se localizam na interface entre materiais de rigidezes bem distintos, como por exemplo, a interface do material de aterro da retroárea do cais e o enrocamento de alívio. Através da Etapa 1, – situação atual do Cais da Gamboa, sem reforço

estrutural –, é possível notar uma grande mobilização das tensões cisalhantes do material de aterro na base do contato com o enrocamento, indicando que há uma fraqueza nesta região, acrescentando à necessidade do reforço estrutural.

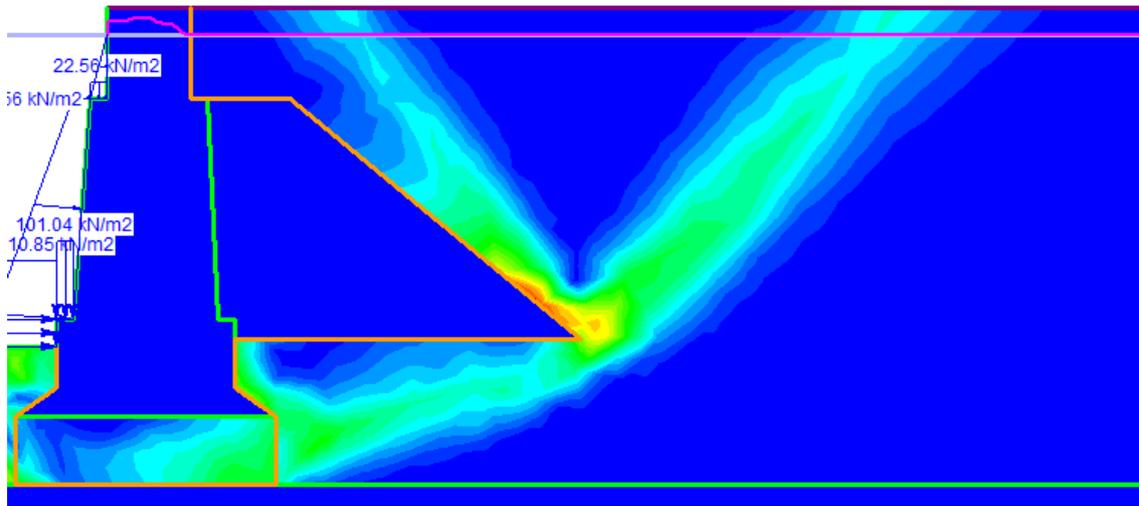


Figura 64 Interface entre o enrocamento de alívio e o material de aterro da retroárea - interface com grandes tensões cisalhantes

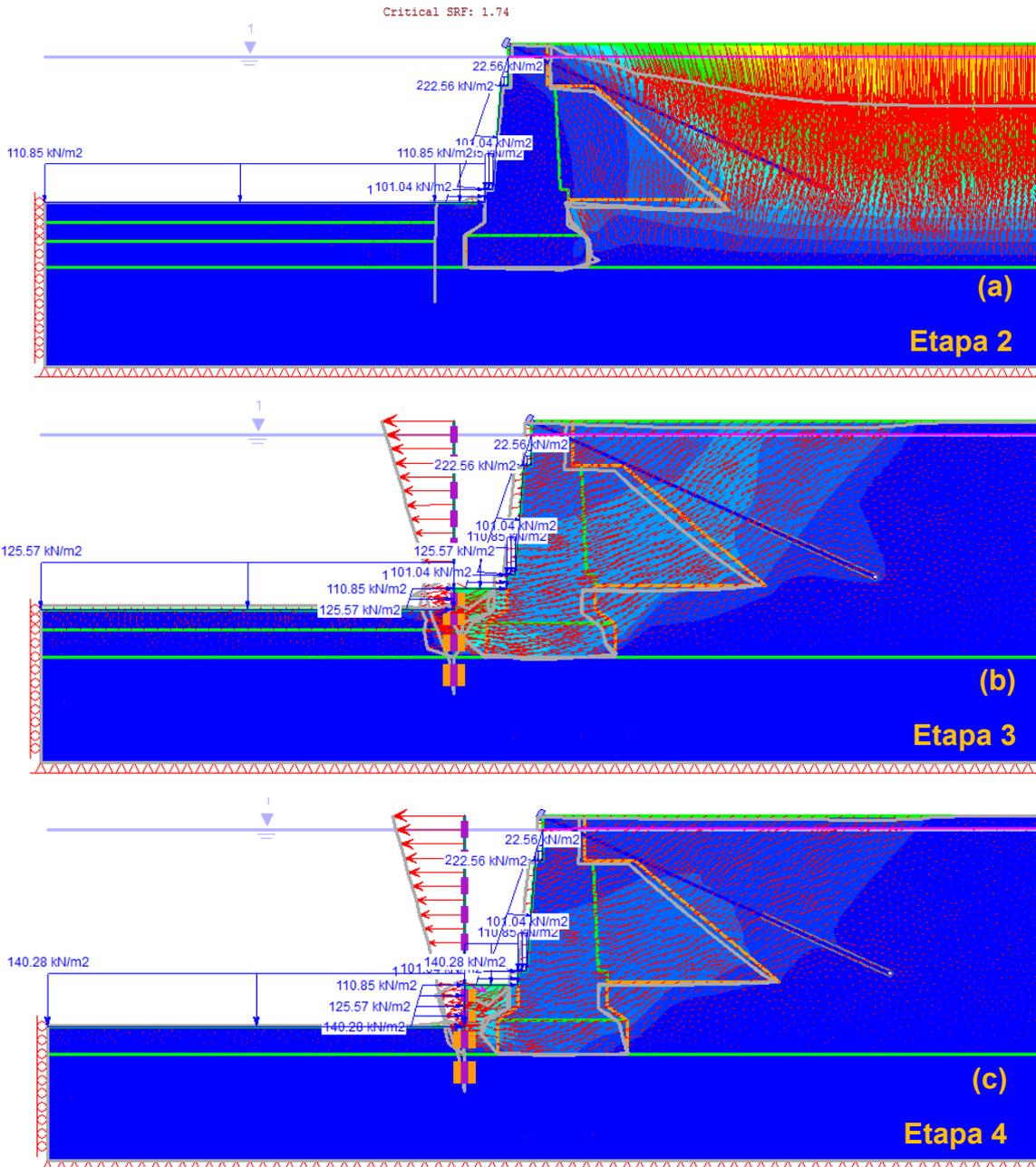
Ressalta-se que, com grande diferença de rigidezes, foi utilizada a ferramenta *Joint*, para possibilitar um maior deslocamento dos nós da malha que estão nesta interface. No entanto, mesmo possibilitando um maior deslocamento, este ponto se apresenta como um ponto de concentração de tensões e, portanto, um ponto crítico.

Como intencionado, após a etapa de execução das estacas na nova linha de cais, as forças de resistência ao movimento de ruptura são reforçadas, aumentando as forças relacionadas ao empuxo passivo. Esta tendência de aumento das forças de resistência é reforçada quando as últimas etapas de dragagem são executadas, aumentando, portanto, o desnível entre a base do cais e o leito marinho.

5.1.2. Deslocamentos totais

Outra análise a ser feita é a observação do comportamento da estrutura pelo seu deslocamento total – combinado entre vertical e horizontal. Além disso, considerou-se importante a análise do deslocamento das estacas, uma vez que somente nas etapas finais do projeto que estes elementos são solidarizados à estrutura como um todo.

Para melhor visualização do deslocamento total da estrutura ao final de cada etapa de modelagem, foram geradas as Figuras 65(a) a (f), mostrando os resultados de deslocamentos totais com vetores de deslocamento e linha de deformada de cada etapa. A primeira etapa (Situação Inicial) não será apresentada pois o deslocamento é nulo, uma vez que é o início da análise. Portanto, a Figura 65 apresenta os deslocamentos totais para as etapas 2 (a) a 7 (f).



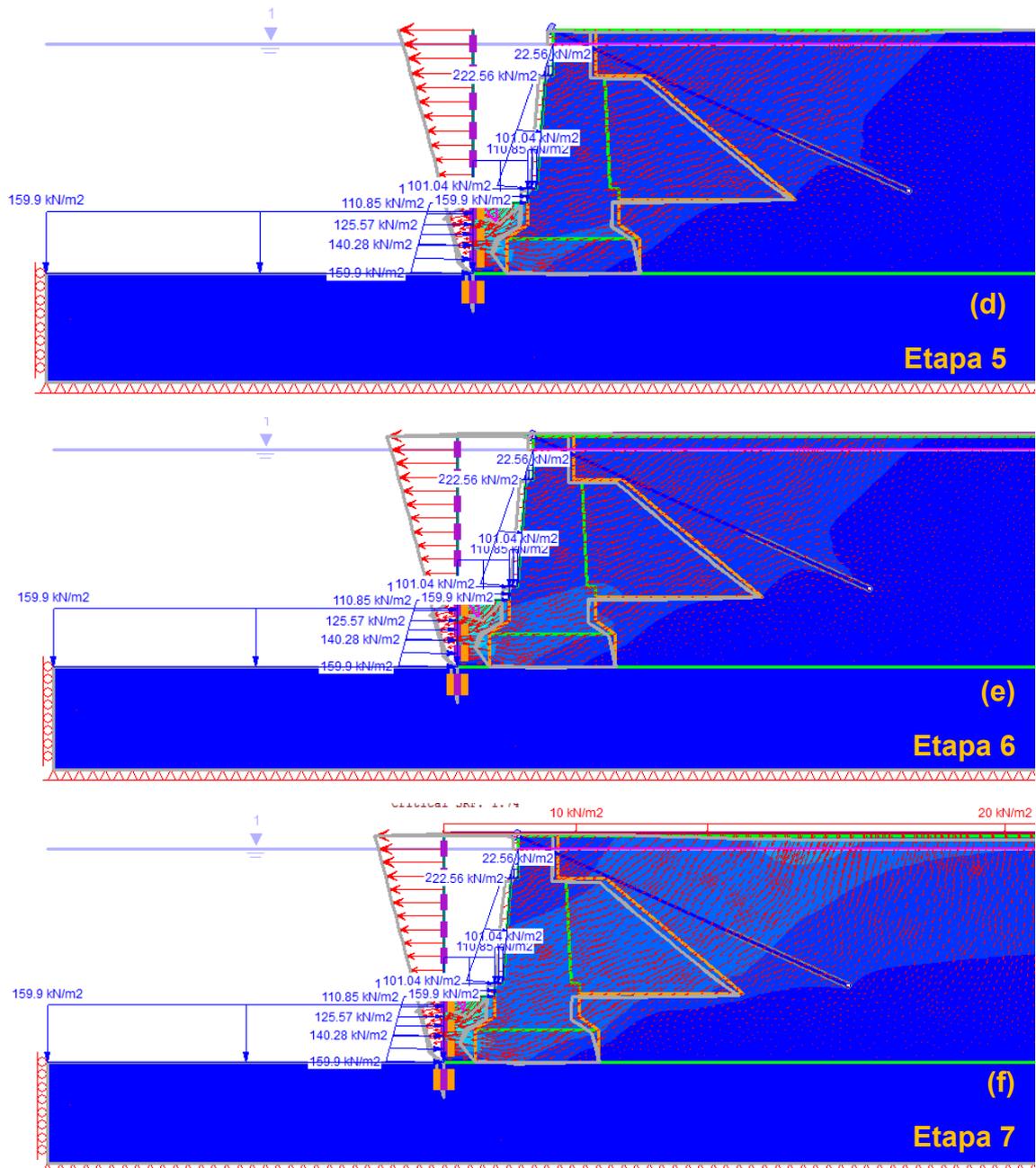


Figura 11 Deslocamentos totais após cada etapa de modelagem

Através da Figura 65, é possível notar que após a terceira etapa (Estaqueamento + *Jet Grouting* + 1ª Dragagem) há uma redução substancial do deslocamento do maciço, mostrando eficácia do sistema de contenção formado pela linha de estacas e *Jet Grouting* (entre o muro de peso e as estacas), reforçando a capacidade de resistência da estrutura como um todo através do aumento do empuxo passivo da estrutura de contenção.

Além disso, é interessante observar o comportamento das estacas ao longo de todas as etapas de modelagem. A análise do deslocamento lateral das

estacas cravadas na cota -20 m durante a etapa 3, visa compreender o comportamento destes elementos quanto à capacidade de contenção da estrutura, que conforme já mencionado, vão recebendo mais cargas ao longo de toda obra, até a última etapa, quando a laje já está solidarizada ao topo da estaca e a sobrecarga é aplicada na retroárea do cais. Segue abaixo a Figura 66 que mostra como o deslocamento das estacas se deu a cada etapa da modelagem.

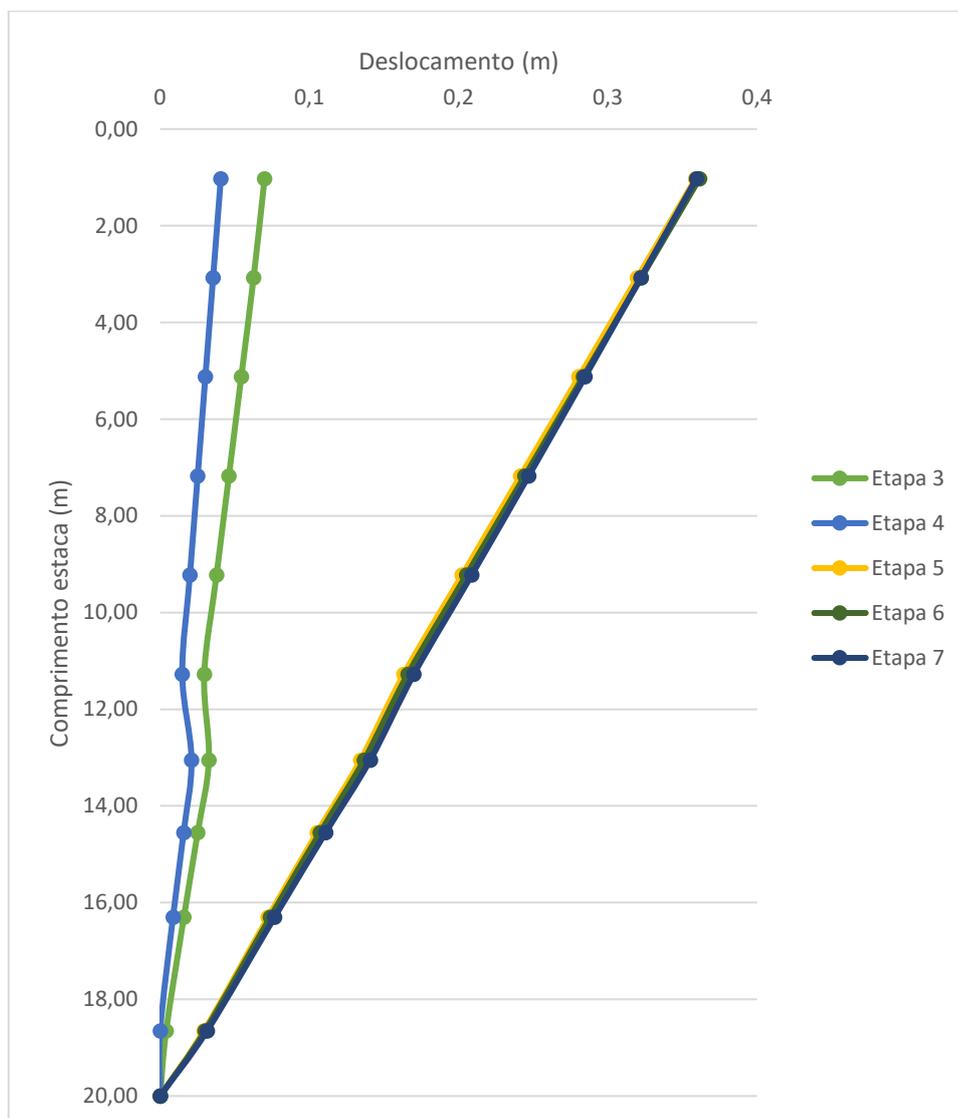


Figura 12 Deslocamento das estacas para cada etapa de execução do modelo

Através da Figura 66 é possível ver que assim que as estacas são cravadas (Estaqueamento + *Jet Grouting* + 1ª Dragagem), seu deslocamento é mínimo e assim segue na etapa seguinte (2ª Dragagem). Quando a terceira dragagem é finalizada, fixando o desnível entre as faces da estaca, é quando este elemento atinge seu deslocamento máximo no topo, 0,35 m, e assim mantêm até as etapas finais da modelagem.

Afim de tornar estes números mais palpáveis, foi feita uma relação do deslocamento horizontal da estaca com a profundidade, representada em termos percentuais. Segue,

Prof. (m)	Etapa 4		Etapa 5		Etapa 6		Etapa 7	
	Desl. (m)	Desl. / Prof. (%)						
1,03	0,04	4%	0,36	35%	0,36	35%	0,36	35%
3,08	0,04	1%	0,32	10%	0,32	10%	0,32	10%
5,13	0,03	1%	0,28	5%	0,28	6%	0,28	6%
7,18	0,03	0%	0,24	3%	0,24	3%	0,25	3%
9,23	0,02	0%	0,20	2%	0,21	2%	0,21	2%
11,28	0,01	0%	0,16	1%	0,17	1%	0,17	2%
13,05	0,02	0%	0,13	1%	0,14	1%	0,14	1%
14,55	0,02	0%	0,11	1%	0,11	1%	0,11	1%
16,30	0,01	0%	0,07	0%	0,07	0%	0,08	0%
18,65	0,00	0%	0,03	0%	0,03	0%	0,03	0%
20,00	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%	0,00	0%

Tabela 6 Deslocamentos laterais das estacas e relação de deslocamento com a profundidade

O deslocamento apresentando no topo pelas estacas nas etapas finais não afetam a segurança da obra, uma vez que este deslocamento representa apenas um giro de 1º em relação ao eixo vertical da estaca. Ao fim, quando as estacas são solidarizadas à laje de ampliação, o deslocamento é mínimo e o carregamento é então aplicado às estacas.

5.1.3. Fator de Segurança

Portanto, conforme mencionado ao longo deste item, a obtenção e a interpretação dos valores de fator de segurança calculados pelo modelo numérico são de extrema importância para a verificação quanto à estabilidade da estrutura. Neste subitem, a apresentação dos valores de fator de segurança obtidos após cada etapa do projeto é respaldada pela análise das máximas tensões cisalhantes, deslocamentos totais da estrutura e, deslocamentos laterais das estacas ao fim de cada etapa da modelagem.

A Tabela 7 e a Figura 67 a seguir mostram a evolução no fator de segurança através das etapas executivas do projeto.

Etapa	Descrição	FS
1	Situação atual	2,12
2	Execução do tirante	1,93
3	Estaqueamento + Jet Grouting + 1a Dragagem	1,27
4	2a etapa de dragagem	1,49
5	3a etapa de dragagem	1,45
6	Laje de Ampliação	1,75
7	Sobrecarga na retroárea	1,74

Tabela 7 Fator de segurança de todas as etapas executivas

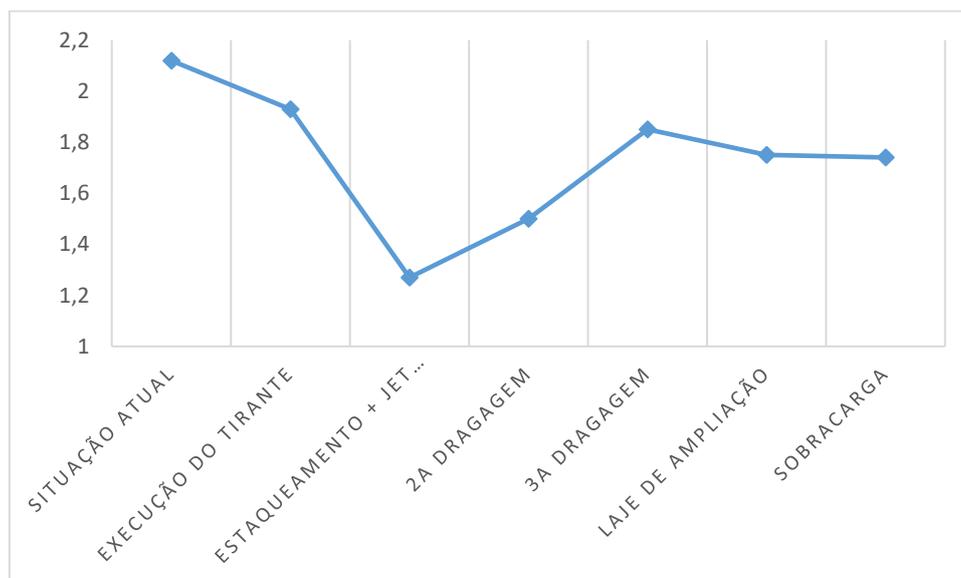


Figura 13 Fator de segurança para todas as etapas executivas

Há uma queda no valor do fator de segurança a partir da segunda etapa, indicando que houve uma redução da estabilidade do cais atual a partir do momento que as intervenções de reforço começam a serem executadas. A partir da 3ª etapa, é possível ver o comportamento do cais se modificando. É a partir desta etapa onde ocorrem reduções nas máximas tensões cisalhantes e diminuição do deslocamento total da estrutura. Isso resulta em um aumento do fator de segurança, uma vez que os parâmetros que provocam fraquezas no modelo são reduzidos. Esta tendência se mantém até a última etapa de dragagem, onde ocorrem acréscimos dos parâmetros usados para avaliar o fator de segurança. Com a execução da laje de ampliação, há uma redução das forças de resistência, uma vez que o peso próprio de uma laje de concreto com 20 cm de espessura e aplicação do sobrecarga na retroárea do cais solicitam mais da estrutura de reforço do cais.

Se faz importante lembrar que o fator de segurança é tido como um valor arbitrário derivado da experiência. No entanto é obrigatório que o valor de fator de segurança aceitável seja maior que 1. O valor de fator de segurança desejado para uma obra deste porte é de 1,5, e, sendo assim, o valor de 1,74 é admitido como seguro, indicando que ser necessário um esforço 74% maior para mobilizar toda a resistência do reforço estrutural (Fanti, 2007).

5.2. Análise da escolha do tirante

Como a modelagem se deu a partir de um projeto básico, não há muita especificação quanto ao tirante. Portanto, iniciou-se a modelagem adotando o tirante GW 32 mm, da empresa Diwydag. No entanto, ao longo do processo de modelagem, observou-se que o tirante poderia funcionar de forma mais eficaz. Por isso, como a presente dissertação se apresenta de forma acadêmica, avalia-se aqui o uso de tirantes com outras características e os respectivos valores de fator de segurança que os acompanham.

Os testes feitos foram com base nos sistemas de ancoragem oferecidos pela Empresa Dywidag. Inicialmente, manteve-se o comprimento total e o comprimento de ancoragem conforme especificado pelo projeto da CDRJ, alterando-se apenas as cargas de ruptura fornecidas ao modelo. A partir de cada teste realizado, obteve-se um valor para o fator de segurança – calculado com base do método SSR -, e escolheu-se o tirante com melhor performance através do valor de FS.

Tirante	Comprimento total (m)	Comprimento ancorado (m)	Carga de Ruptura (kN) - Catálogo	Carga Máx. de Trabalho (kN) - Resultado RS2	FS
GW 32 mm	27,5	10	440	200	1,73
DW 32 mm	27,5	10	760	200	1,73
GW 32 mm Plus	27,5	10	540	200	1,7

Tabela 8 Diferentes tirantes Dywidag usados e suas características

As cargas de trabalho apresentadas na Tabela 8 foram extraídas como resultado do modelo após a situação ter sido levada à ruptura. Este valor representa o maior valor de carga axial ao longo de todo comprimento do tirante, conforme pode ser analisado na Figura 68.

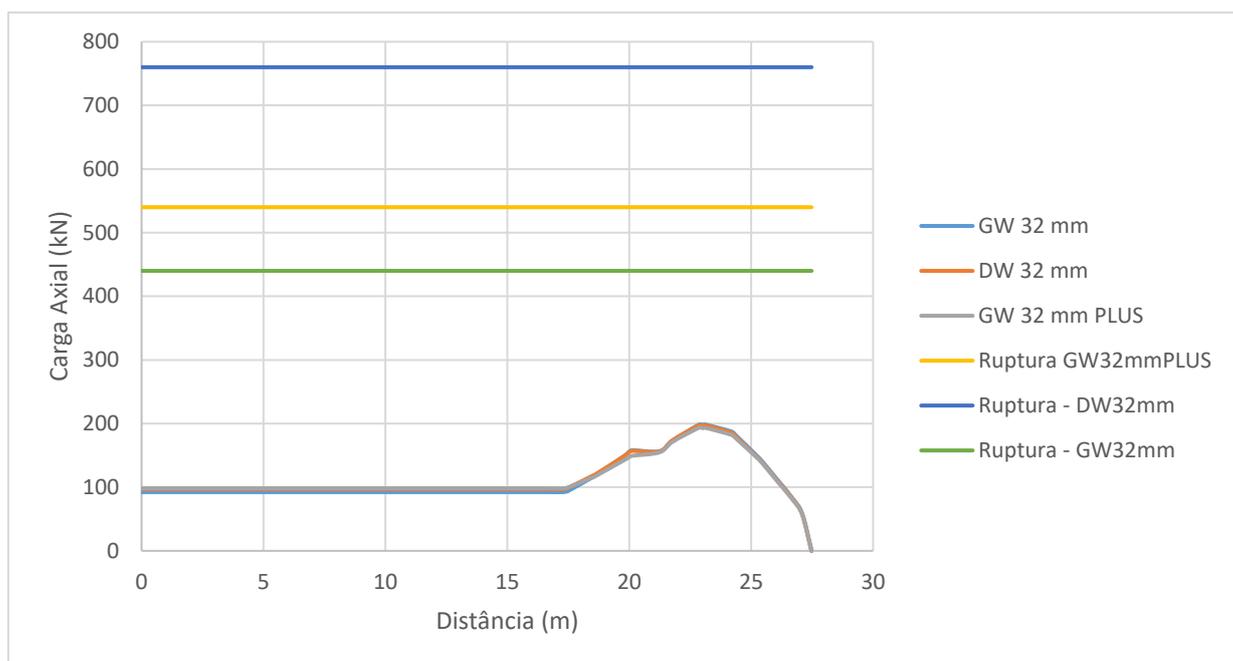


Figura 68 Diferentes tirantes sob condição de trabalho e ruptura

Através dos testes realizados, obteve-se a carga axial do tirante quando em situação de ruptura do problema como um todo. Pela Figura 68, gerada a partir de dados extraídos do RS2, é possível constatar que a carga de trabalho dos diferentes tirantes é bem similar, tornando assim, bem previsível o comportamento deste. No entanto, observa-se através da carga de ruptura, que os tirantes estão trabalhando bem abaixo de suas capacidades máximas.

Portanto, dentro dos diferentes tirantes da empresa Dywidag, foi identificado que o tirante GW 32 mm seria o melhor a ser empregado neste projeto, trabalhando com aproximadamente metade da sua capacidade máxima e oferecendo um FS = 1,73.

A partir deste tirante, fez-se mais quatro testes, alterando os comprimentos totais e de ancoragem, porém mantendo as características do tirante GW 32 mm (Tabela 9). A tabela a seguir mostra os resultados de FS obtidos para cada especificação de tirante.

Opção	Tirante	Comprimento total (m)	Comprimento ancorado (m)
1	GW 32 mm	30	10
2	GW 32 mm	30	15
3	GW 32 mm	30	20
4	GW 32 mm	25	15

Tabela 9 Comprimentos dos tirantes

Opção	Tirante	Carga de Ruptura (kN) - Catálogo	Carga de Trabalho (kN) - Resultado RS2	FS
1	GW 32 mm	440	92	1,08
2	GW 32 mm	440	220	1,71
3	GW 32 mm	440	240	1,74
4	GW 32 mm	440	110	1,08

Tabela 10 Diferentes tirantes e suas cargas de ruptura e trabalho, e FS.

A partir comprimento inicial estabelecido em projeto, de 27,5 m, foi estimado um novo valor para o comprimento total do tirante, agora arredondando este para 30 m. Foi-se alterando, os comprimentos de ancoragem, variando para 10 m, 15 m e 20 m. Depois, o comprimento total foi reduzido para 25 m e seu comprimento de ancoragem para 15m.

A capacidade de absorção da carga ao longo do comprimento do tirante foi analisada através de um gráfico similar ao da Figura 68, plotando as cargas totais e as cargas de trabalho de cada tirante.

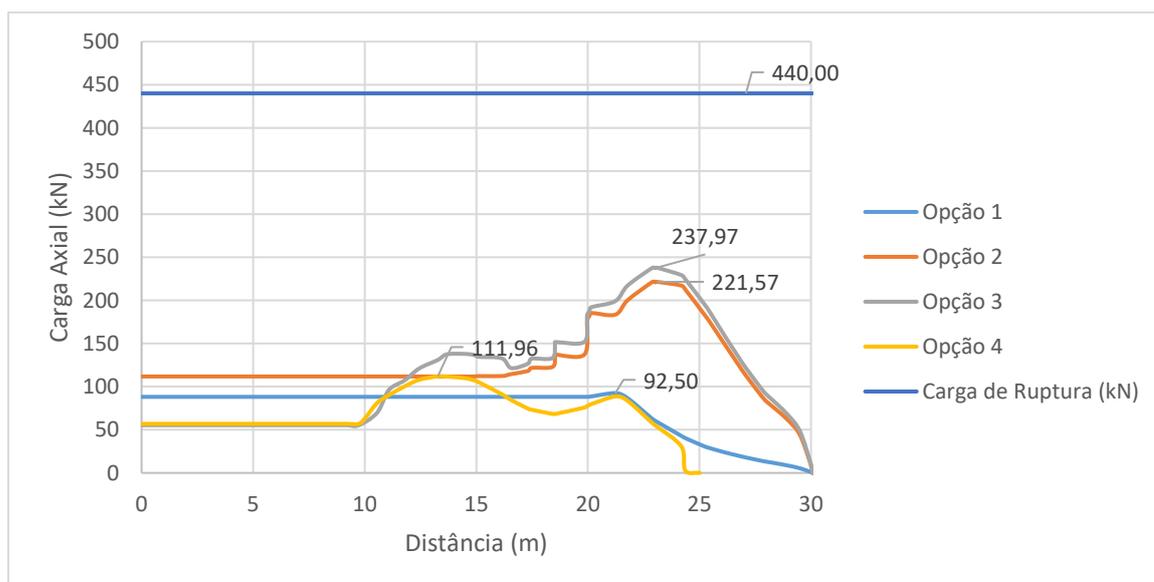


Figura 69 Tirante GW 32 mm em situação de trabalho e de ruptura; comparativo entre diferentes comprimentos

A partir da Figura 69, é possível constatar que o tirante que está trabalhando em praticamente metade da carga de ruptura, é a opção 2, e com isso apresenta um FS condizente com o esperado (Equação 7).

$$FS_{tirante} = \frac{Resistência_{tirante}}{Resistência_{mobilizada}} = \frac{440}{221,57} = 1,98 \quad (7)$$

Os valores de FS para cada uma destas opção são similares, variando muito pouco entre si. No entanto, a opção 2 está trabalhando em exatamente metade da carga de ruptura, além de possuir 5 m a menos de comprimento quando comparado à opção 3, cuja carga de trabalho é um pouco acima da metade, sendo, portanto, preferível.

Portanto, ao adotar o tirante GW 32 mm, com 30 m de comprimento total e 15 m de comprimento ancorado, a situação do reforço estrutural do Cais da Gamboa fica com um Fator de Segurança em torno de 1,71. Acredita-se este tirante com as características mencionadas possui desempenho similar, mas com custo inferior.

Resultados	Tirante original do projeto	Tirante alternativo recomendado
FS	1,73	1,71

Tabela 11 Comparativo dos resultados das análises dos tirantes

5.3. Análise do talude de dragagem no berço de atracação

A execução de um projeto de dragagem é feita removendo o solo do leito marinho por meio de equipamentos já descritos em capítulos anteriores. Assim sendo, o talude que se forma nas laterais dos acessos aquaviários não é artificial, pelo contrário, é decorrência das características físicas do solo em questão. No caso da dragagem, a instabilidade criada ao remover o solo é desejada para assim formar os taludes naturais.

Inicialmente, o problema foi modelado incluindo toda dimensão do berço de atracação, afim de já realizar a análise do talude de dragagem. No entanto, como o fator de segurança é uma resposta do problema levado à ruptura, o talude de dragagem se apresentava como ponto de fragilidade, sempre rompendo antes do cais em si. Portanto, foi realizada uma análise separada para a determinação da forma do talude natural que acontecerá após a dragagem. Normalmente, é possível prever tal comportamento através das características físicas do solo em que se está operando, como ângulo de atrito.

O próprio programa permite que o valores físicos sejam incrementados de acordo com a profundidade. Portanto, para melhor aproximar o modelo da realidade, estimou-se através do gráfico abaixo, com base nos valores dos ensaios SPT, a variação do módulo de elasticidade com a profundidade.

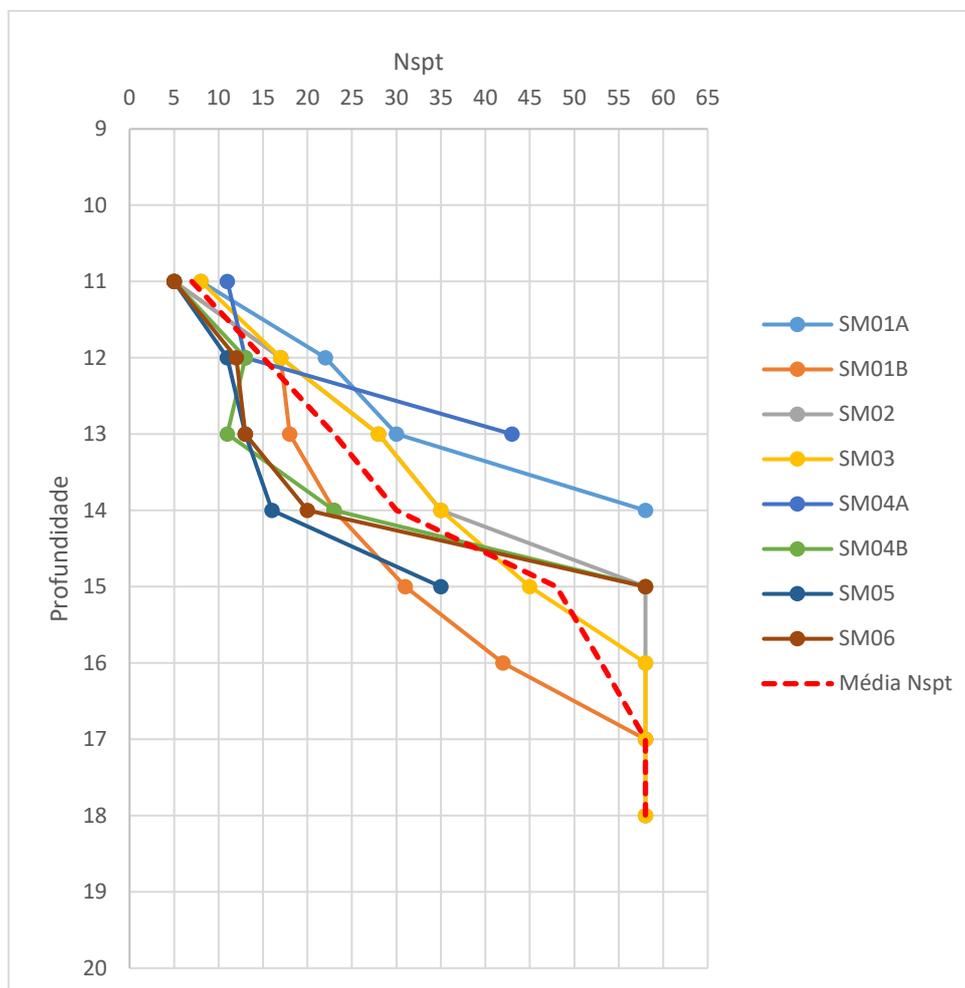


Figura 70 Variação do Nspt com a profundidade - Cais da Gamboa

Para verificar o fator de segurança e a tendência do talude de dragagem, foram feitas análises para duas etapas: ao final das etapas de dragagem e o cais já com sobrecarga. Seguindo as diretrizes da norma NBR 13.246/2017, a largura de um berço de atracação deve ser 1,25 vezes o valor da boca do navio-tipo, para um berço onde há auxílio de rebocadores. Portanto, de acordo com o tipo de terminal que opera no Cais da Gamboa – Terminal de Passageiros e Cargas Gerais os navios tipo e a largura adotada para o berço de atracação são:

Navio-tipo	Deslocamento (t)	Comprimento (m)	Boca (m)	Calado (m)
Cruzeiro – Queen Mary II	150.000	345	41,0	11,0
Carga Geral	39.000	181	26,40	10,90

Tabela 12 Dimensões para as embarcações-tipo

Portanto, como o maior valor de boca dentre as embarcações que irão operar no terminal é a do cruzeiro, 41,0 m, sendo adotado um berço de atracação com largura de 52 metros. Seguem abaixo as imagens resultantes do deslocamento total para as duas etapas de análise.

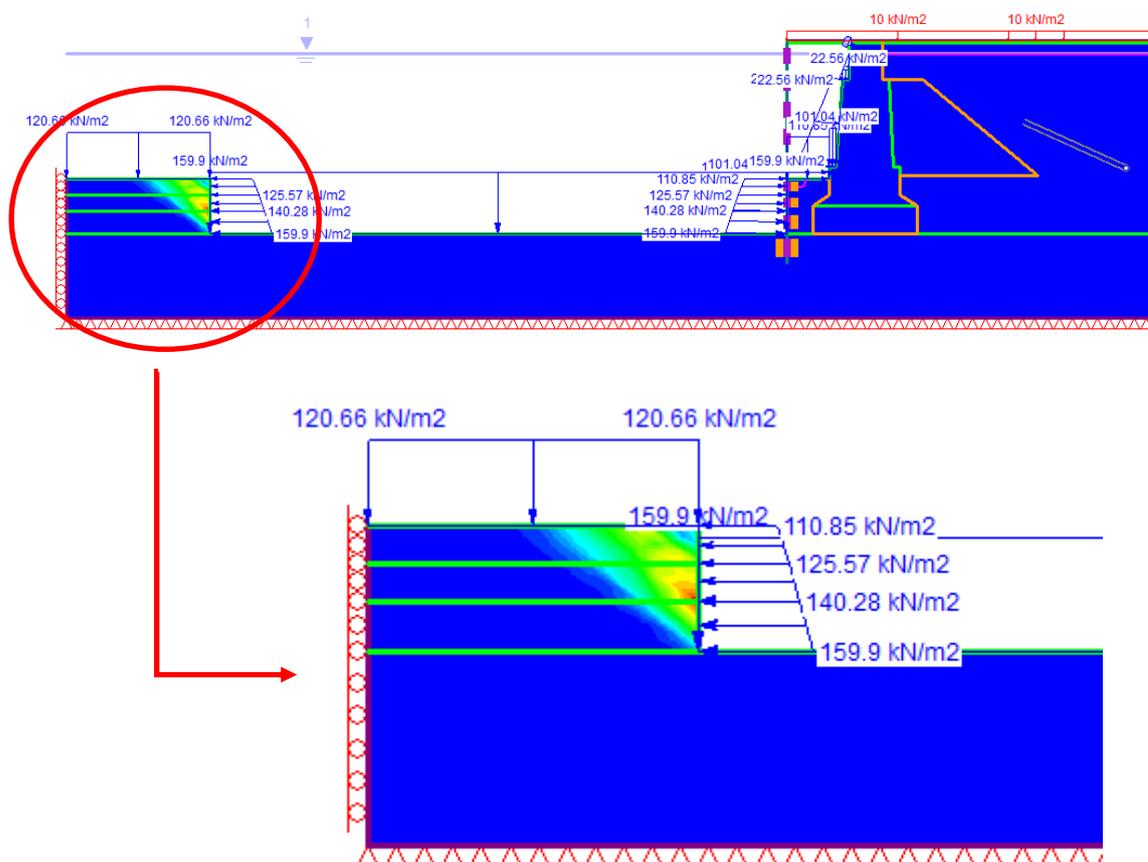


Figura 71 Formação do talude de dragagem ao final da obra

A partir dos resultados para as máximas tensões cisalhantes, é possível observar a angulação do talude de dragagem bem definida e bem próximo do ângulo de atrito estabelecido para o sedimento marinho ($\varphi = 35^\circ$).

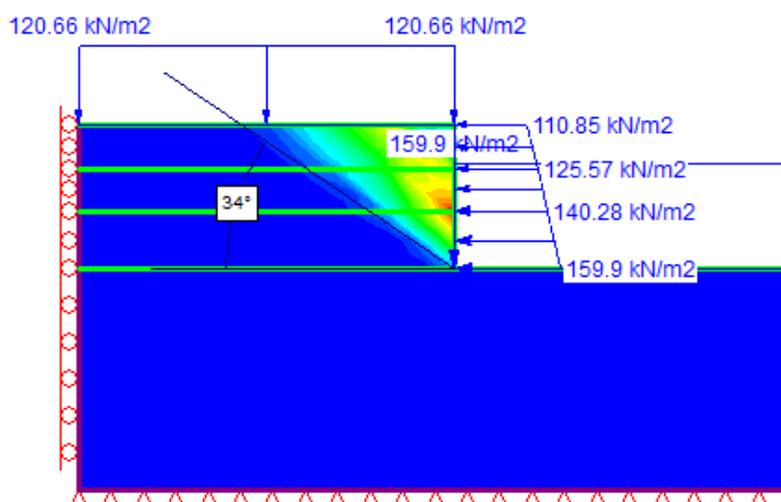


Figura 72 Inclinação do talude de dragagem ao final da obra, já com sobrecarga

Os valores de fator de segurança obtidos para estas duas fases do projeto são apresentados na tabela abaixo. É compreensível a queda no FS de uma etapa em comparação à última, uma vez que, aumentando o desnível entre o fundo do berço e o leito marinho, a massa de solo encontra menos estabilidade e a única força de resistência a este movimento é a resistência interna do solo e o carregamento de água.

Etapa	FS
Final da Obra – com Sobrecarga	0,21

Tabela 13 Fator de segurança o talude de dragagem ao final da obra

CONCLUSÃO

Devido à sua extensa costa e inúmeros rios e canais, o potencial aquaviário do Brasil é abundante. Os portos são a principal porta de entrada para bens e mercadorias no país, fazendo com o que a falta de investimento e modernização de suas instalações se apresentem como um gargalo dentro do contexto de escoamento da produção nacional. Esta necessidade de modernização é regida pelas embarcações que frequentam esses terminais e sua capacidade de transbordo de cargas, tornando necessária a constante intervenção nas instalações portuárias.

Através de uma campanha de investigação geotecnológica, é possível conhecer o terreno através de ensaios geotécnicos e geofísicos. Com isto, se determinam parâmetros de resistência do solo, presença e abrasividade de rochas. No caso específico da dragagem, através destes parâmetros se torna possível a escolha da draga e sua taxa de produtividade.

Além disso, o tipo de estrutura a ser empregada em uma região de costa é definido pela batimetria local, resistência do terreno, presença ou não de material de aterro na retroárea do porto e a magnitude das cargas a serem manuseadas.

Neste trabalho, o objeto de estudo foi o Cais da Gamboa, no Porto do Rio de Janeiro, onde se pretende realizar o reforço estrutural visando aprofundamento do berço. O Cais da Gamboa foi inaugurado no início do séc. XX e desde então o cais serviu ao transbordo de inúmeras espécies de cargas. A presente obra visa aprofundar o berço de atracação da cota -8,0 m a -13,5 m. Para isto, será necessário reforçar o cais, se utilizando de tirantes para absorver esforços de tração e estacas-prancha e *Jet Grouting* para reforçar o pé do muro de gravidade original do Cais.

Com o uso do Método dos Elementos Finitos, através do software RS2, da *Rocscience*, foi possível analisar a estabilidade do reforço do cais com respostas rápidas e precisas. No entanto, reforça-se a importância de utilizar parâmetros de entrada confiáveis. Toda problemática foi construída sobre o Modelo Mohr-Coulomb e parâmetros do solo foram baseados em 18 furos de sondagem SPT, apoiando-se em correlações clássicas da Mecânica dos Solos.

Por fim, conseguiu-se através da interpretação dos resultados do RS2, a análise da estabilidade do reforço estrutural através do Fator de Segurança, levando o modelo numérico à ruptura e observando as máximas tensões cisalhantes e deslocamentos da estrutura. Adicionalmente, realizou-se a análise do comportamento do tirante usado como sistema de ancoragem do Cais e, uma sugestão de alteração quanto à escolha do tirante foi proposta. Foi feita também, a análise do talude de dragagem do berço de atracação do terminal. Em conclusão a todas as análises executadas, é possível assegurar que o projeto proposto pela CDRJ se apresenta de forma segura a operação portuária.

Como recomendação para trabalhos futuros, cita-se a modelagem 3D do problema, permitindo assim uma análise mais precisa ao longo de todo comprimento do cais. Além disto, recomenda-se a avaliação do projeto em um modelo numérico de cunho estrutural, avaliando o problema com cargas de atracação e amarração atuantes.

REFERÊNCIAS

- [1] ABGE. **Geologia de engenharia**. OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S.N.A. São Paulo: ABGE, 1998.
- [2] ALFREDINI, Paolo; ARASAKI, Emilia. **Engenharia Portuária**. São Paulo: Blucher, 2014.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS, TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484/2001: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio**. [s. l.], p. 1–17, 1997.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR9782. Ações em estruturas portuárias, marítimas ou fluviais**. Rio de Janeiro, 1987.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR 7188. Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro, 2013.
- [7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR 13246. Planejamento portuário – Aspectos Náuticos - Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2017.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS E TÉCNICAS **NBR 6122. Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- [10] AGERSCHOU, H. **Planning and Design of Ports and Marine Terminals**. 2a edição. Londres: Thomas Telford, 2004.
- [11] AMENDOLA, Caio Duque Estrada. **Influência do modelo de transferência de carga de estacas isoladas na previsão do seu comportamento / Caio Duque Estrada Amendola – Rio de Janeiro: UERJ, 2018**.
- [12] BIOT, Maurice A. **General theory of three-dimensional consolidation**. Journal of Applied Physics, Vol. 12, No. 2, pp.155-164. February, 1941.
- [13] BSI Standards Publication. Maritime works. **Part 1-3: General – Code of practice for geotechnical design**. The British Standards Institution 2012. BSI Standard Limited 2012.
- [14] CDRJ. **Plano de Desenvolvimento e Zoneamento Portuário – Porto do Rio de Janeiro**. Companhia Docas do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2016.
- [15] DANSON, E. **Geotechnical and geophysical investigations for offshore and nearshore developments**. Technical Committee 1, International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering ISSMGE, [s. l.], p. 94, 2005.
- [16] **Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG – Aplicações Estruturais**. DIWYDAG-SYSTEMS INTERNATIONAL.
(<https://www.dywidag.com.br/downloads/catalogos-protendidos-dywidag/>)

- [17] FANTI, Fábio Dollinger. **Concepção, métodos construtivos e dimensionamento de terminais para contêiner** / F.D. Fanti – São Paulo: USP, 2007.
- [18] PEREIRA, P.G.S. **Estudo numérico de aterro teste em coluna de brita**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2018.
- [19] IADC. **Cutter suction dredgers**. Ports and Dredging, [s. l.], n. 100, 1978, p. 19–25, 2014.
- [20] IADC. **What Is a Backhoe Dredger ?** [s. l.], n. 03, 2014. Disponível em: <[http://www.iadc-dredging.com/ul/cms/fck-uploaded/documents/PDF Facts About/facts-about-backhoe-dredgers.pdf](http://www.iadc-dredging.com/ul/cms/fck-uploaded/documents/PDF_Facts_About/facts-about-backhoe-dredgers.pdf)>
- [21] IADC. **Facts About Trailing Suction Hopper Dredgers**. [s. l.], n. 01, p. 4, 2014. Disponível em: <<https://www2.iadc-dredging.com/wp-content/uploads/2016/07/facts-about-trailing-suction-hopper-dredgers.pdf>>
- [22] JOHNSON, Kyle D. **Geotechnical Investigation for dredging Projects**. [s. l.], p. 65-80, [s. d.].
- [23] MARANGON, M. **Empuxos de Terra**. Faculdade de Engenharia/ Núcleo de Geotecnia. Juiz de Fora: UFJF, 2018.
- [24] MASON, Jayme. **Obras Portuárias**. Rio de Janeiro: Campus; Brasília: Portobrás, 1981.
- [25] NASCIMENTO, Alessandro Lugli. **Análise da estabilidade de contenções via MEF considerando a interação solo-estrutura** / A. L. Nascimento. – ed. rev. – São Paulo: USP, 2011.
- [26] PINHEIRO, Augusto Ivan de Freitas; RABHA, Nina Maria de Carvahó. **Porto do Rio de Janeiro – Construindo a Modernidade**. São Paulo, 2004.
- [27] PINTO, Guilherme Pereira. **A influência da sensibilidade na estabilidade de solos moles brasileiros**. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2017.
- [28] SCHNAID, Fernando. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Fernando Schnaid – São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- [29] TORRES, Alessandro Reina. **Estudo da Modelagem de Estruturas de Contenção de Obras Portuárias** /Alessandro Reina Torres. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.
- [30] ROUSE, Lilian; LIMA, Silva. Lilian Rouse Silva Lima Dragagem , **Transporte E Disposição Final De Sedimentos De Leito De Rio Estudo De Caso : Calha Do Rio Tietê – Fase Ii Dragagem , Transporte E Disposição Final De Sedimentos De Leito De Rio Estudo De Caso : Calha Do Rio Tietê – Fase**. [s. l.], p. 1–145, 2008.
- [31] GERSCOVICH, D.M.S. **estabilidade de taludes**. 1ª ed., São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

ANEXO I

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **01/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **03/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

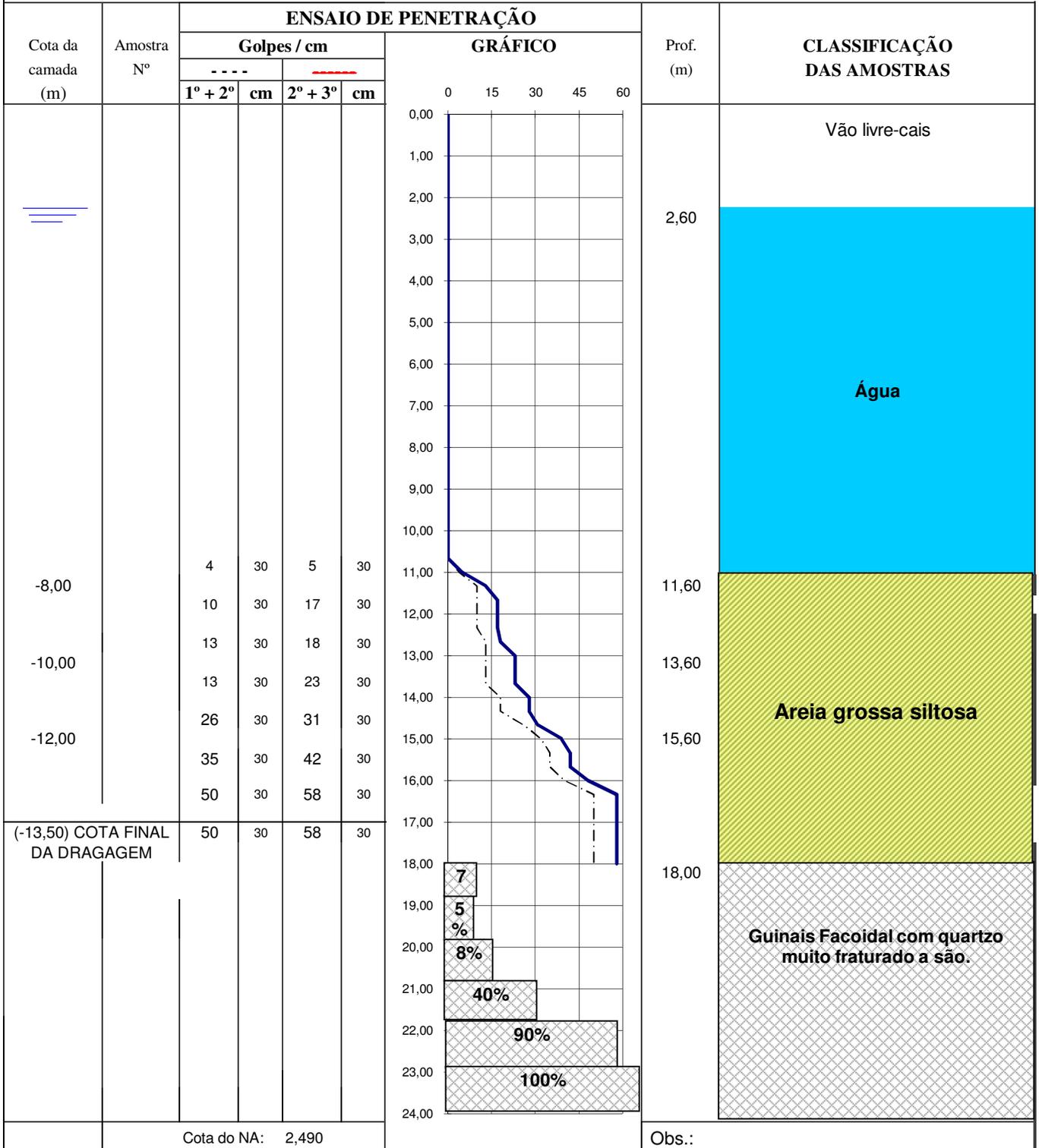
Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM01B CAB 85 a 2,9m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **01/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **03/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

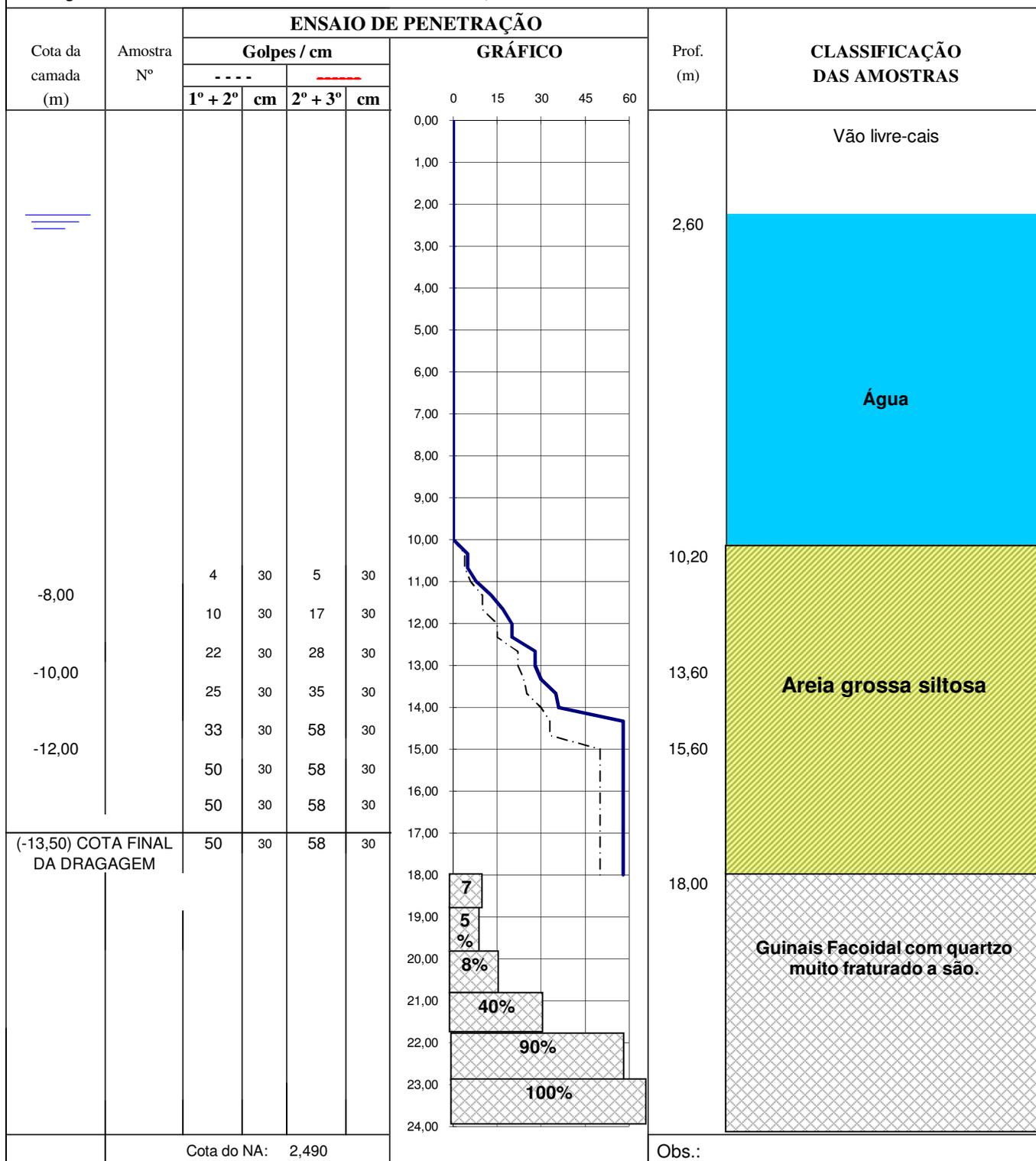
Responsável : _____

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM02 CAB 90 a 2,9m** Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Cota do NA: 2,490

Obs.:

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **01/07/2010**

Diâmetro do amostrador \varnothing int.=34,9mm \varnothing ext.=50,8mm

Data de término : **03/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

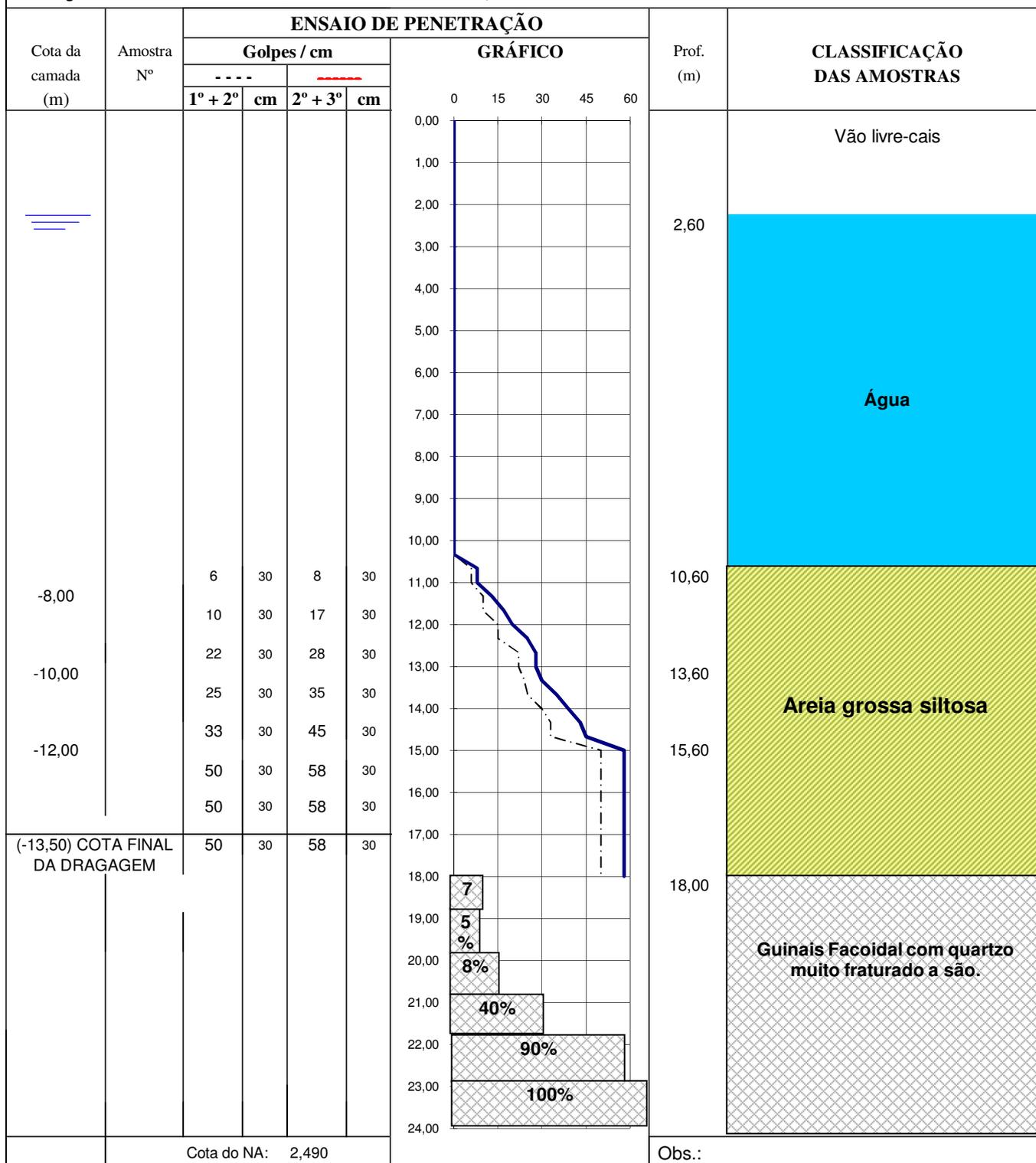
Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM03 CAB 97 a 2,9m** Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Cota do NA: 2,490

Obs.:

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Diâmetro do amostrador

Ø int.=34,9mm

Ø ext.=50,8mm

Data de início :

30/06/2010

Data de término :

01/07/2010

Cliente: **CDRJ**

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

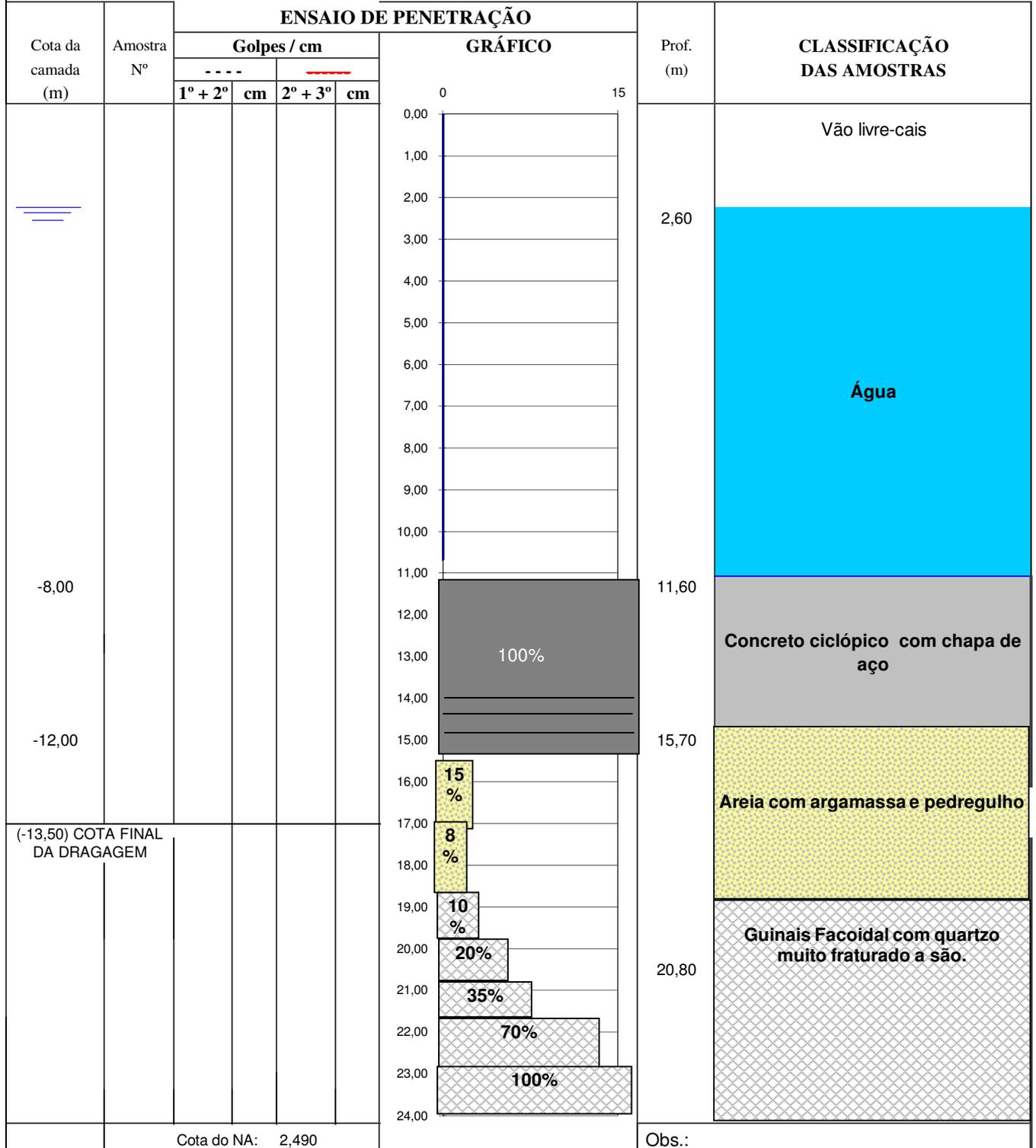
Responsável :

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM04 CAB 101 a 1,20m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **03/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **05/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM04A CAB 101 a 2,0m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				GRÁFICO	Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
		Golpes / cm						
		1° + 2°	cm	2° + 3°	cm			
							Vão livre-cais	
						2,60	Água	
-8,00	8	30		11	30	11,60	Areia grossa siltosa	
	10	30		13	30	13,60	Concreto ciclópico e chapa de aço	
-10,00	23	30		43	30	15,75	Areia com argamassa e pedregulho	
-12,00						21,00	Guiniais Facoidal com quartzo muito fraturado a são.	
(-13,50) COTA FINAL DA DRAGAGEM								
Cota do NA: 2,490						Obs.:		

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **03/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34.9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **05/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

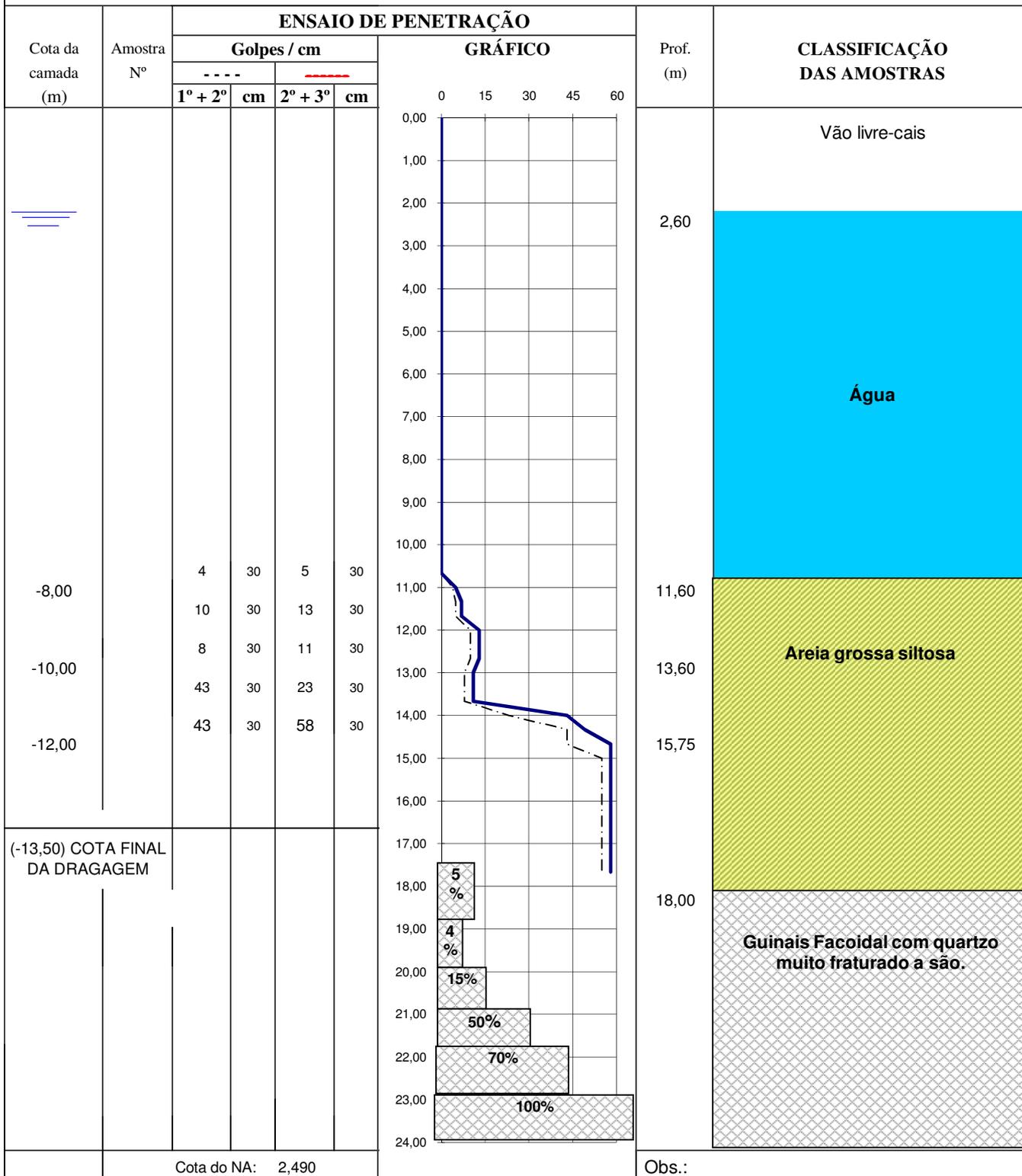
Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM04B CAB. 101 a 2,9m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **03/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **05/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

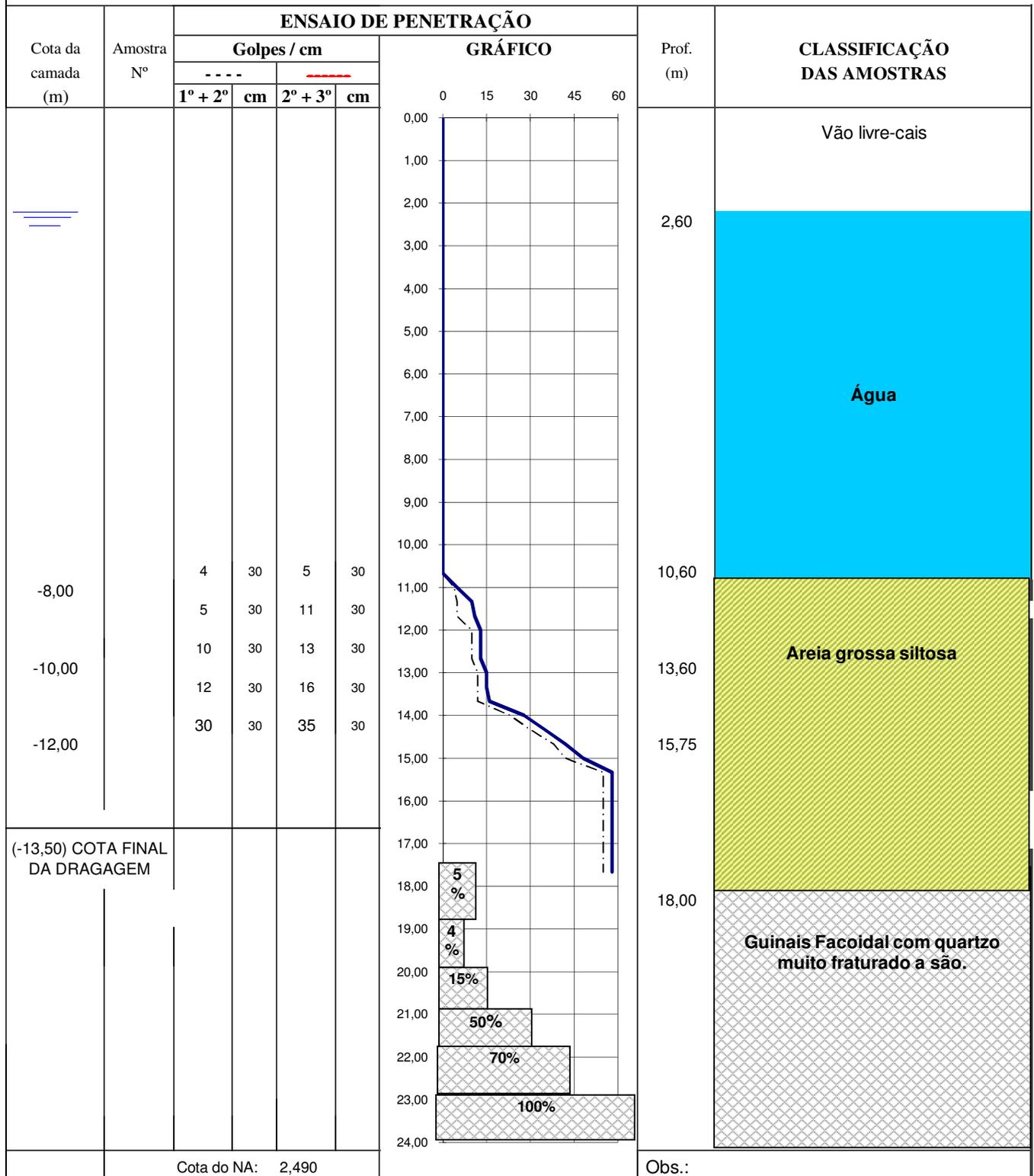
Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM05 CAB. 105 a 2,9m Cota = 2,49**

Escala: 1 / 100



Cota do NA: 2,490

Obs.:

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **03/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **05/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

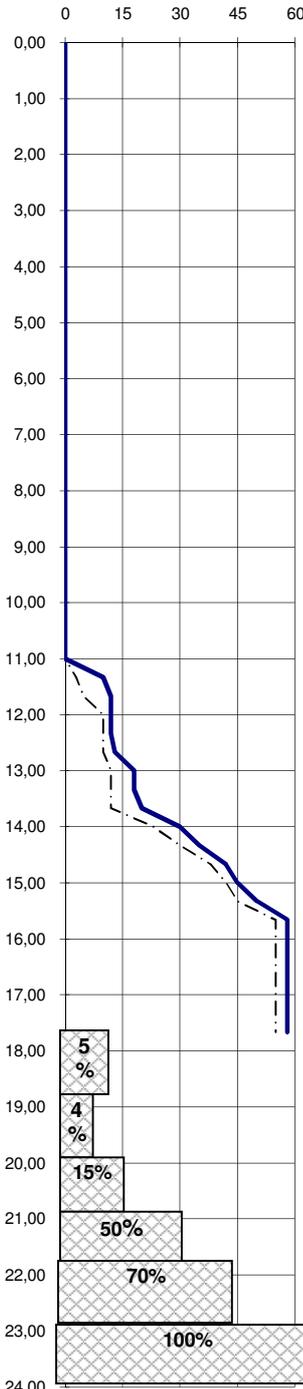
Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM06 CAB. 109 a 2,9m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				GRÁFICO	Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
		Golpes / cm						
		1° + 2°	cm	2° + 3°	cm			
							Vão livre-cais	
							Água	
-8,00		4	30	5	30			
		5	30	12	30			
-10,00		10	30	13	30			
		12	30	20	30			
-12,00		43	30	58	30			
(-13,50) COTA FINAL DA DRAGAGEM								
							Areia grossa siltosa	
							Guinéis Facoidal com quartzo muito fraturado a são.	
Cota do NA: 2,490							Obs.:	



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**
 Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm** **Ø ext.=50,8mm**

Data de início : **28/07/2010**

Data de término : **30/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

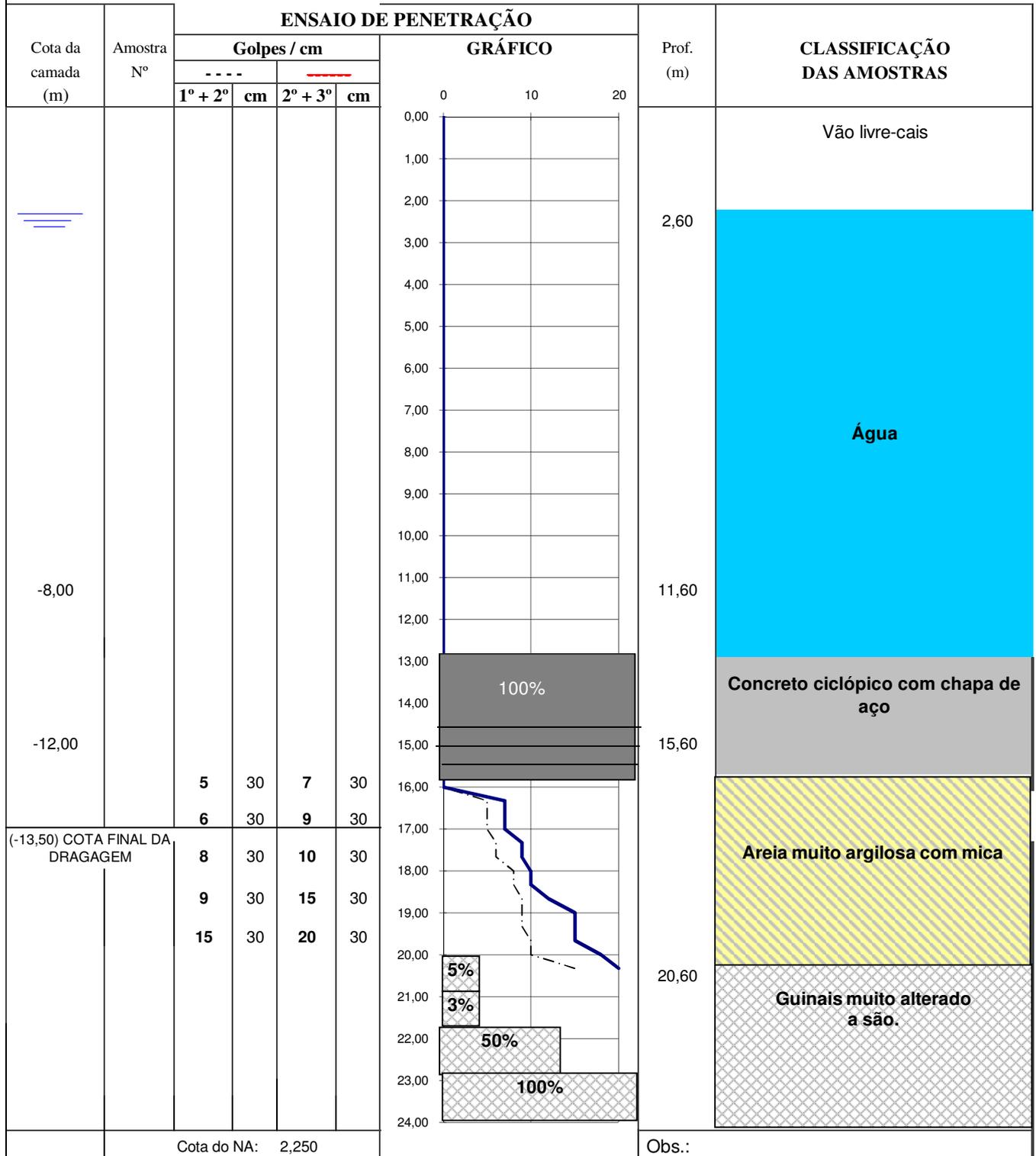
Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anuniação

Sondagem **SM07 CAB 112 a 1,20m** Cota = 2,49

Escala: 1 / 100



Cota do NA: 2,250

Obs.:

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **28/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **30/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM07B CAB 112 a 2,9m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
		Golpes / cm		GRÁFICO			
		1° + 2°	cm	2° + 3°	cm		
							Vão livre-cais
						2,60	Água
-8,00		3	30	5	30	11,60	
-10,00		10	30	15	30	13,60	
-12,00		20	30	34	30	15,60	
		50	30	58	30	18,00	Areia muito argilosa com mica
(-13,50) COTA FINAL DA DRAGAGEM						19,00	Guiniais muito alterado a são.
						20,00	
						21,00	
						22,00	
						23,00	
						24,00	

Cota do NA: 2,250

Obs.:



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **28/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **30/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

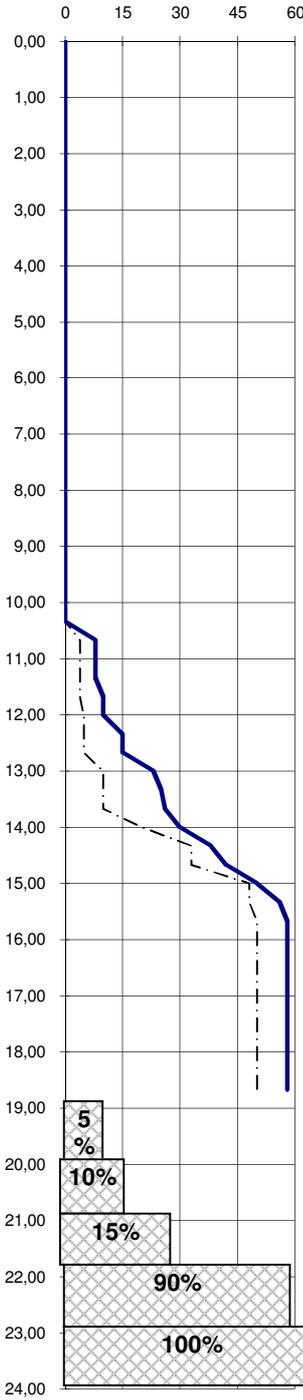
Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM08 CAB 115 a 2,9m** Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				GRÁFICO	Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
		Golpes / cm						
		1° + 2°	cm	2° + 3°	cm			
							Vão livre-cais	
						2,60	Água	
-8,00		4	30	8	30	10,60	Areia muito argilosa com mica	
		4	30	10	30	11,60		
-10,00		5	30	15	30	13,60		
		10	30	26	30	15,60		
-12,00		48	30	56	30	16,60	Guiniais muito alterado a são.	
						18,00		
						19,00		
						20,00		
						21,00		
						22,00		
						23,00		
						24,00		
(-13,50) COTA FINAL DA DRAGAGEM								
Cota do NA: 2,250						Obs.:		



Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Data de início : **28/07/2010**

Diâmetro do amostrador **Ø int.=34,9mm Ø ext.=50,8mm**

Data de término : **30/07/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - GAMBOA**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM09 CAB 120 a 2,9m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

Cota da camada (m)	Amostra N°	ENSAIO DE PENETRAÇÃO				GRÁFICO	Prof. (m)	CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS
		Golpes / cm						
		1° + 2°	cm	2° + 3°	cm			
							Vão livre-cais	
						2,60		
-8,00		3	30	10	30	11,20		
-10,00		13	30	22	30	13,60		
		22	30	32	30	15,60		
-12,00		36	30	48	30	18,00		
(-13,50) COTA FINAL DA DRAGAGEM								
						19,00		
						20,00		
						21,00		
						22,00		
						23,00		
						24,00		
		Cota do NA: 2,250						Obs.:

Diâmetro nominal do revestimento: **BW**

Diâmetro do amostrador \varnothing int.=34,9mm \varnothing ext.=50,8mm

Data de início : **02/08/2010**

Data de término : **04/08/2010**

Cliente: **CDRJ**

Responsável :

Local do serviço: **PORTO DO RIO DE JANEIRO - SÃO CRISTOVÃO**

Eng. Jadir Cosme Anunciação

Sondagem **SM10A CAB 124 a 2,00m**

Cota = 2,49

Escala: 1 / 100

