

## MEMÓRIA DE CÁLCULO

### AMPLIAÇÃO E MODERNIZAÇÃO DO PORTO DO RIO

### CAIS DA GAMBOA – CABEÇOS 100 a 124

**Cliente** : CDRJ – Companhia Docas do Rio de Janeiro

**Operação:** CDRJ

**Local** : Rio de Janeiro / RJ

2	14/07/2020	Atendimento a Comentários	MMSL	FESC	JTPM	CO
1	10/07/2020	Inclusão de dimensionamentos	MMSL	FESC	JTPM	CO
0	08/07/2020	Para comentários	MMSL	FESC	JTPM	CO
Rev.	Data	Descrição da revisão	Elaborado por	Verificado por	Aprovado por	CE

#### CE - Códigos de emissão

<b>CC</b> Conforme construído	<b>ES</b> Estudo	<b>OR</b> Para orçamento	<b>PR</b> Preliminar
<b>CD</b> Cancelado	<b>LC</b> Liberado p/ Construção	<b>PC</b> Para compra	<b>CO</b> Para comentários
<b>CO</b> Para comentários	<b>IN</b> Para informação	<b>PD</b> Para detalhamento	

---

## ÍNDICE

<b>1</b>	<b>Introdução .....</b>	<b>5</b>
1.1	Objetivos .....	5
1.2	Obras de Modernização do Cais.....	6
1.2.1	Aumento da profundidade atual .....	6
1.2.2	Aumento da retroárea .....	6
1.2.3	Aumento da capacidade de carga dos cabeços de amarração e troca de defensas.....	7
<b>2</b>	<b>Histórico .....</b>	<b>8</b>
<b>3</b>	<b>Documentos de referência.....</b>	<b>11</b>
3.1	Documentos de Projeto.....	11
3.2	Normas Brasileiras.....	11
3.3	Normas Estrangeiras .....	11
<b>4</b>	<b>Descrição da Obra .....</b>	<b>12</b>
4.1	Metodologia adotada para as fundações .....	18
4.2	Posicionamento dos equipamentos e guindastes para a execução da obra .....	19
4.3	Principais fases executivas .....	20
<b>5</b>	<b>Materiais a serem empregados .....</b>	<b>23</b>
5.1	Aço para inserts metálicos em geral .....	23
5.2	Concreto armado para a estrutura e fundações .....	23
5.3	Aço das Camisas Metálicas .....	23
<b>6</b>	<b>Condições Ambientais .....</b>	<b>24</b>
6.1	Variações do nível d'água.....	24
6.2	Variação de Temperatura .....	24
6.3	Condições Geotécnicas .....	24
6.3.1	Sondagens típicas da região.....	24
6.4	Correntes .....	29
<b>7</b>	<b>Ações na Estrutura do Cais .....</b>	<b>30</b>
7.1	Peso próprio.....	30
7.2	Sobrecarga.....	30
7.3	Cargas móveis .....	30
<b>8</b>	<b>Análise Tensão x Deformação.....</b>	<b>31</b>
8.1	Geometria do Modelo.....	31
8.2	Parâmetros dos Materiais .....	33
8.3	Análise após Dragagem.....	34
8.3.1	Deslocamentos do Muro de Arrimo após dragagem.....	35
8.3.2	Deslocamentos e esforços na linha de estacas após dragagem .....	36
8.4	Análise após Dragagem em situação de Utilização, com atuação de todas as sobrecargas .....	39
8.4.1	Deslocamentos do Muro de Arrimo após dragagem.....	40
8.4.2	Deslocamentos e esforços na linha de estacas após dragagem .....	41
8.4.3	Tensão Horizontal nas Estacas de Contenção .....	44
<b>9</b>	<b>Análise dos parâmetros do solo e da estabilidade do cais .....</b>	<b>46</b>

---

9.1	Avaliação da Estabilidade Pré-Obra .....	46
9.2	Avaliação da fase de Utilização pós-dragagem .....	48
<b>10</b>	<b>Análise Estrutural.....</b>	<b>52</b>
10.1	Geometria .....	52
10.2	Propriedades dos Materiais.....	54
10.3	Propriedades das Seções dos elementos .....	56
10.3.1	Lajes .....	56
10.3.2	Estacas Tubadas .....	57
10.3.3	Estacas Raízes.....	60
10.4	Carregamentos atuantes .....	61
10.4.1	Peso próprio .....	61
10.4.2	Sobrecarga distribuída.....	61
10.4.3	ShipUnloader .....	62
10.4.4	Variação de Temperatura .....	62
10.4.5	Empuxo.....	63
10.4.6	Atracação.....	63
10.4.7	Amarração .....	64
10.5	Esforços atuantes.....	65
10.6	Combinação de Carregamentos.....	70
10.7	Resumo dos Esforços .....	72
10.7.1	Estacas Tubadas .....	72
10.7.2	Estacas Raízes.....	74
10.7.3	Lajes .....	76
10.8	Dimensionamento de lajes .....	79
10.1	Dimensionamento das Estacas Tubadas .....	80
10.2	Avaliação do Esforço Cisalhante nas Estacas Pinadas D=80cm.....	82
10.3	Dimensionamento das Estacas Raíz.....	85
<b>11</b>	<b>Controle de Qualidade da Obra .....</b>	<b>86</b>
11.1	Considerações técnicas .....	86
11.2	Controle de qualidade das fundações .....	87
11.2.1	Provas de carga estáticas para as cargas verticais .....	87
	Na cabeça da estaca.....	88
	Ao longo do fuste:.....	88
	Dois pares de strain gauges a serem instalados nas cotas: .....	88
	• Primeira seção na cota do leito marinho após a dragagem → -13,50m .....	88
	• Segunda seção na cota → -16,50m.....	88
	• Terceira seção próxima da cota da ponta da estaca → -18,50m.....	88
	• Quarta seção próxima da cota da ponta da estaca → -20,20m.....	88
11.2.2	Provas de carga estáticas para as cargas horizontais .....	91
	Na cabeça da estaca.....	92
	Ao longo do fuste:.....	92

---

Dois pares de strain gauges a serem instalados nas cotas: .....	92
• Primeira seção na cota do leito marinho após a dragagem → -13,50m .....	92
• Segunda seção na cota → -16,50m .....	92
• Terceira seção próxima da cota da ponta da estaca → -18,50m .....	92
• Quarta seção próxima da cota da ponta da estaca → -20,20m .....	92
11.2.3 Provas de carga dinâmicas .....	92
11.2.4 Nega e Repiques elásticos .....	93
11.3 Controle de qualidade dos tirantes .....	93
11.4 Controle dos cabeços de amarração .....	93
11.5 Controle do concreto e aço .....	93
11.6 Monitoração da estrutura existente .....	93
<b>12 Conclusão .....</b>	<b>94</b>
<b>ANEXO I .....</b>	<b>95</b>
Estudo de Atracação .....	95
<b>ANEXO II .....</b>	<b>98</b>
Descritivo de Alterações em relação a projeto anterior (2018) .....	98

---

## 1 Introdução

### 1.1 Objetivos

Esta memória de cálculo tem por objetivo elaborar o projeto básico para o aumento da profundidade e a execução de uma plataforma de trabalho para a ampliação e modernização do **PORTO DO RIO - CAIS DA GAMBOA – CABEÇOS 100 a 124**.



**Baía de Guanabara - Porto do Rio - Trecho Gamboa - Cabeços 100 a 124**

Estas obras são fundamentais para assegurar a competitividade comercial do Porto.

A presente memória desenvolverá os seguintes itens:

- Definição dos parâmetros básicos de projeto;
- Cálculo dos principais esforços atuantes nas fundações e estruturas;
- Controle de qualidade necessário;

A análise da retroárea existente não faz parte do escopo deste relatório e não foi considerada a eventual necessidade de reforço nesta região para as novas cargas de utilização do cais ou do suporte de equipamentos durante a construção da obra.

A metodologia executiva da obra deverá permitir o uso normal dos berços vizinhos, sem modificar as condições atuais do meio ambiente, mantendo as características básicas do cais.

Ainda, tendo em vista assegurar não só a segurança da obra e da estrutura existente, mas também a sua durabilidade, **a obra terá um rigoroso controle de qualidade.**

A seguir apresentam-se as principais obras de necessárias para a modernização do cais da Gamboa no Porto do Rio

## 1.2 Obras de Modernização do Cais

### 1.2.1 Aumento da profundidade atual

Atualmente a profundidade existente de cerca de **8,80m** não atende à grande maioria dos navios modernos, que necessitam de pelo menos **13,50m**.

Desta forma a profundidade será aumentada em 5,00m., que corresponde a um aumento substancial, de cerca de 60%.

Com esta nova profundidade (13,50m.) será possível o uso de navios do Tipo Panamax, com 289 m de comprimento, 32,3 m de largura e 12 m de calado, aumentando substancialmente a rentabilidade e a competitividade do Porto.

A nova profundidade provocará uma grande escavação perto da contenção do cais, formada por um muro de peso constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, projetada e construída para uma profundidade bem menor, de apenas **8,80m**.

Logo, esta estrutura existente, com mais de cem anos, obriga no uso de uma solução executiva cuidadosa, que não provoque deslocamentos e esforços adicionais danosos no cais.

A solução proposta descarta a necessidade de aterro em águas da Bahia da Guanabara. Há somente o afastamento da linha de atracação através de plataforma apoiada sobre estacas.

### 1.2.2 Aumento da retroárea

A retroárea atualmente disponível para suporte e apoio do Porto é muito reduzida, limitando e encarecendo as operações portuárias.

Desta forma, será executada uma nova plataforma de trabalho que aumentará a retroárea existente em cerca de 3.430,00m<sup>2</sup>.

---

### **1.2.3 Aumento da capacidade de carga dos cabeços de amarração e troca de defensas.**

Os novos navios necessitarão de cabeços de amarração para suportarem **1.500,00kN**.

Aparentemente a estrutura original do cais está em boas condições para receber os reforços necessários.

Evidentemente, dragagens próximas ao cais só podem ser feitas após a execução destas obras de reforço.

---

## 2 Histórico

A estrutura do Porto do Rio na região da Gamboa consiste de um muro de peso, constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, projetada e construída para uma profundidade de 8,50m.

A base do muro foi construída com o uso de chapas metálicas, presentes até hoje.

Devido às técnicas disponíveis na época, a sua construção foi muito difícil, sofrendo diversos percalços, sendo o Cais da Gamboa, inicialmente designado Lauro Muller, somente inaugurado oficialmente em 20 de julho de 1910.



**Figura 1 - Cais Lauro Muller**

À A.P.R.J. cabia a realização das obras de melhoria e ampliação das instalações portuárias, sua reparação, conservação, renovação e a exploração industrial e comercial do Porto do Rio de Janeiro, fiscalizada diretamente pelo Departamento Nacional de Portos Rios e Canais – D.N.P.R.C., depois autarquizado como Departamento Nacional de Portos e Vias Navegáveis – D.N.P.V.N., e depois transformado na PORTOBRÁS, sempre subordinado ao Ministério da Viação e Obras Públicas, depois Ministério dos Transportes.

Em decorrência da aplicação da Lei nº 8.630, de 25/02/93, as atividades de operação portuária foram sendo gradualmente transferidas, por intermédio de contratos de arrendamento de áreas, a empresas do setor privado, constituídas para atuar sob a forma de Terminais Portuários, em moldes semelhantes aos verificados nos principais portos europeus.

Atualmente, a área do Porto Organizado do Rio de Janeiro é constituída por:

1. Pelas instalações portuárias existentes na margem direita da Baía da Guanabara, na cidade do Rio de Janeiro, desde seu extremo leste, onde se



localiza o Píer Mauá, até sua extremidade norte, onde foi implantado o Cais do Caju, abrangendo os 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 e/ou adjacentes pertencentes à União, incorporadas ou não ao patrimônio do Porto, ou sob sua guarda e responsabilidade.

2. Pela infraestrutura de proteção e acesso aquaviário, incluindo as áreas de fundeio, bacias de evolução, canais de acesso e áreas adjacentes, até as margens das instalações terrestres existentes ou que venham a ser construídas e mantidas pela Administração do Porto, ou qualquer outro órgão do poder público.

As instalações do Porto Público do Rio de Janeiro compreendem 6.740 m de cais contínuo e um píer com 883 m de comprimento, estando subdivididas nos seguintes trechos:

- a. **Cais Mauá:** - consistente num Píer de 883 m de comprimento, com a área de 35.000 m<sup>2</sup> de pátios descobertos;
- b. **Cais da Gamboa:** - do Píer Mauá ao Canal do Mangue, numa extensão de 3.150 m, englobando 20 (vinte) Berços com profundidades variando de 7,00 m a 10,30 m e possuindo 15 (quinze) Armazéns e 02 (dois) Pátios Descobertos destinados a cargas gerais.
- c. **Cais de São Cristóvão:** - do Canal do Mangue à Curva do Cemitério do Caju (Cemitério São Francisco Xavier), entre os Armazéns 30 e 31, numa extensão de 1.525 m, englobando 6 (seis) Berços com profundidades variando de 6,00 m a 8,00 m, podendo ser aprofundados para até 10,00 m, e possuindo 2 (dois) Armazéns com a área coberta total de 12.100 m<sup>2</sup>, além de 23.000 m<sup>2</sup> de Pátios Descobertos;
- d. **Cais do Caju:** - Da Curva do Cemitério do Caju até a extremidade norte do porto, numa extensão de 1340 m, englobando 5 (cinco) Berços, com a profundidade de 12,30 m, onde se localizam os Terminais de Contêineres, além do Terminal Roll-On - Roll-Off, com 1 (um) Berço com profundidade para a operação de embarcações de 10 m de calado, e que dispõe de 3 (três) Armazéns com 21.000 m<sup>2</sup> de área coberta e 117.000 m<sup>2</sup> de Pátios Descobertos

Além dessas instalações, o porto possui o **Terminal de Manguinhos**, que consiste num Quadro de Bóias para descarga de líquidos a granel destinados à Refinaria de Manguinhos, com profundidade para a operação de embarcações de até 10,36 m de calado.

Sob a fiscalização da Autoridade Portuária do Rio de Janeiro existem, ainda, os seguintes **Terminais Privativos**:

- 
- a. O **TORGUÁ** – Terminal de Combustíveis da PETROBRÁS, localizado nas ilhas d'Água e Redonda;
  - b. O **Terminal Esso** – da Exxon Química Ltda., na ilha do Governador, que movimentava Produtos Químicos;
  - c. O **Terminal da Shell** – da Shell do Brasil S.A., também localizado na ilha do Governador, e que movimentava Combustíveis Líquidos; e
  - d. O **Terminal de Manguinhos** – da Refinaria de Manguinhos, na baía de Guanabara.
-

### 3 Documentos de referência

Os documentos utilizados nesta análise foram os seguintes:

#### 3.1 Documentos de Projeto

- Projeto Básico;
- Sondagens TOPGEO (2011);
- Desenhos de mecânica fornecidos pela contratante;

#### 3.2 Normas Brasileiras

Todos os cálculos e dimensionamentos seguem prescrições das Normas Brasileiras ou estrangeiras quando aquelas não se aplicarem e se baseiam nas teorias consagradas da resistência dos materiais e concreto armado.

- NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado;
- NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações;
- NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- NBR 11832 – Defensas Portuárias de Elastômeros;
- NBR 11240 – Utilização de Defensas Portuárias;
- NBR 13209 – Planejamento Portuário – Obras de Acostagem;
- NBR 13246 – Planejamento Portuário – Aspectos náuticos;
- NBR 02.007.02-003 – Planejamento Portuário – Obras de Abrigo;
- NBR 6123 – Forças Devido ao Vento em Edificações;
- NBR 9062 – Projeto e Execução de Concreto Pré-moldado;

#### 3.3 Normas Estrangeiras

- PIANC - Permanent International Association of Navigation Conference - Guidelines for the Design of Fender Systems: 2002
- BS 6349 - Maritime Structure;
- EAU - Recommendations of the Committee for Waterfront Structures, Harbours and Waterways - 1996 - 70 Edition;
- ROM Standard 2.0-11 - Recomendaciones para el proyecto y ejecución em Obras de Atraque y Amarre.
- API - RP2A - American Petroleum Institute.
- AISC - American Institute of Steel Construction.

## 4 Descrição da Obra

As obras de ampliação e modernização do trecho de cerca de 600,00m do Cais da Gamboa serão constituídas pelo **alargamento da plataforma do cais em 5,65 metros em direção ao mar (entre as locações dos cabeços 100 e 124 existentes) e um substancial aumento de profundidade, da cota -8,80m. para a cota -13,50**, com uma grande escavação praticamente ao lado de um muro de peso, constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, construído no início do século passado.

Esta nova plataforma, que aumentará o cais em cerca de 3.430 m<sup>2</sup>, facilitará a execução da obra e as futuras condições de operação do cais. A plataforma será apoiada em seu lado terra sobre o muro de pedras de cantaria e concreto ciclópico e, em seu lado mar, sobre estacas escavadas/tubadas de 80cm de diâmetro ancoradas em rocha e em solo muito resistente, com SPT > 50.

Para conter o solo entre as estacas tubadas, será executada uma linha de estacas raiz secantes (D=50/40cm) que formarão um arco apoiado nas estacas tubadas.

A plataforma será composta de pré-moldados e concretagem in loco.

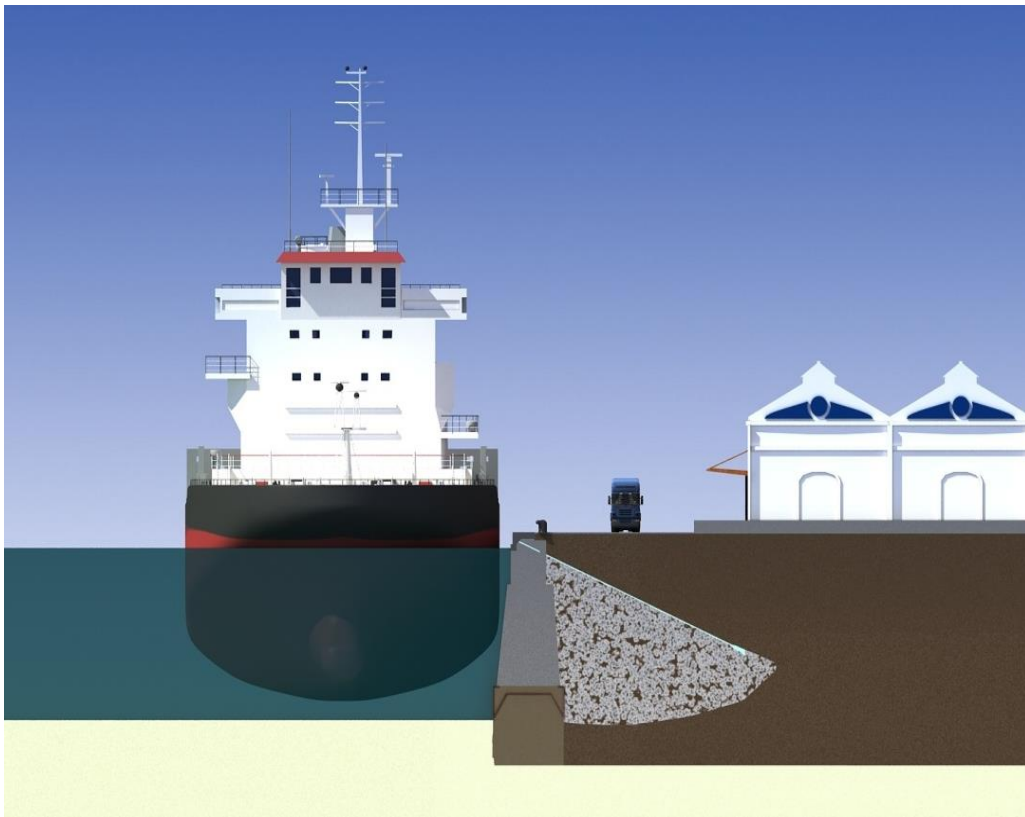
O tratamento de bordo será feito através de paramentos pré-moldados de fechamento e paramentos especiais para instalação de defensas.

Inicialmente é prevista a instalação de trilhos para rodagem de equipamentos apenas em um trecho de 250m do cais. Entretanto, para o dimensionamento, as cargas dos equipamentos serão adotadas para todo o cais, prevendo possíveis usos no futuro.

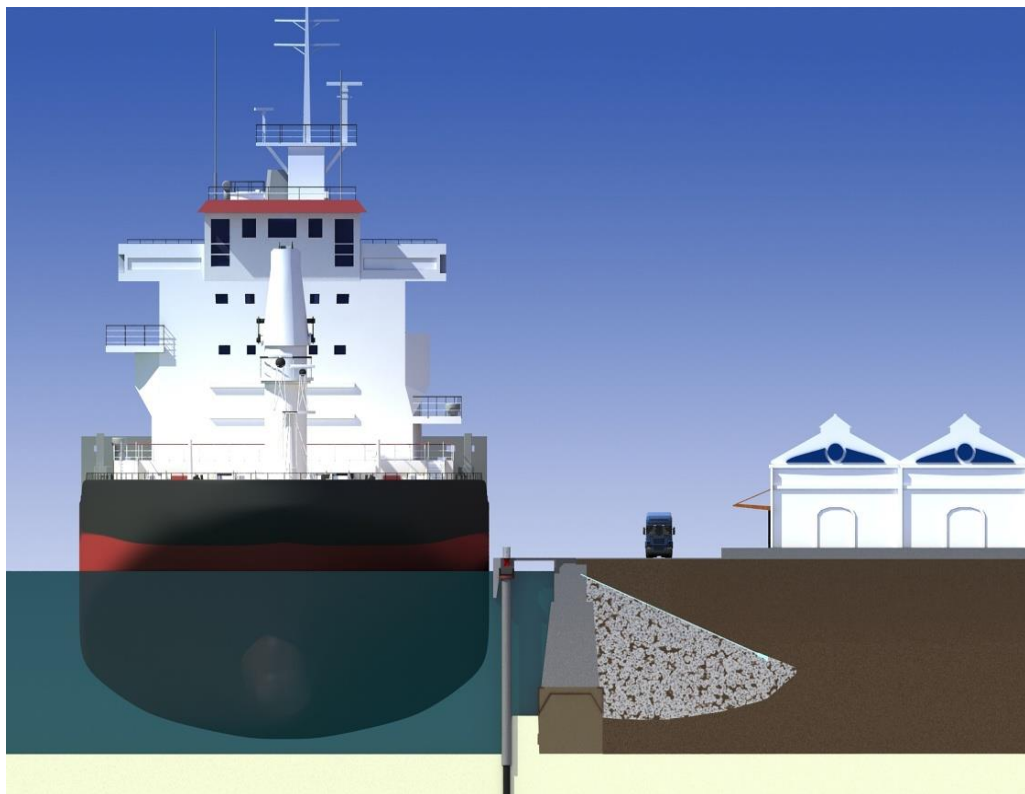
Para o combate aos esforços de amarração dos navios, serão adotados cabeços de amarração de **1.500,00kN**, espaçados de 24m entre si.

Os esforços horizontais de amarração dos navios e dos empuxos do solo serão absorvidos por tirantes definitivos para a carga de trabalho de **800,00kN**.

A metodologia executiva utilizada deverá garantir o uso normal dos berços vizinhos, sem modificar as condições atuais do meio ambiente, mantendo as características básicas do cais.



**Figura 2 - Esquema de atracação no cais atual**



**Figura 3 - Esquema de atracação no cais com reforço**

VISTA SUPERIOR (MÓDULO TÍPICO)

ESC. 1/100

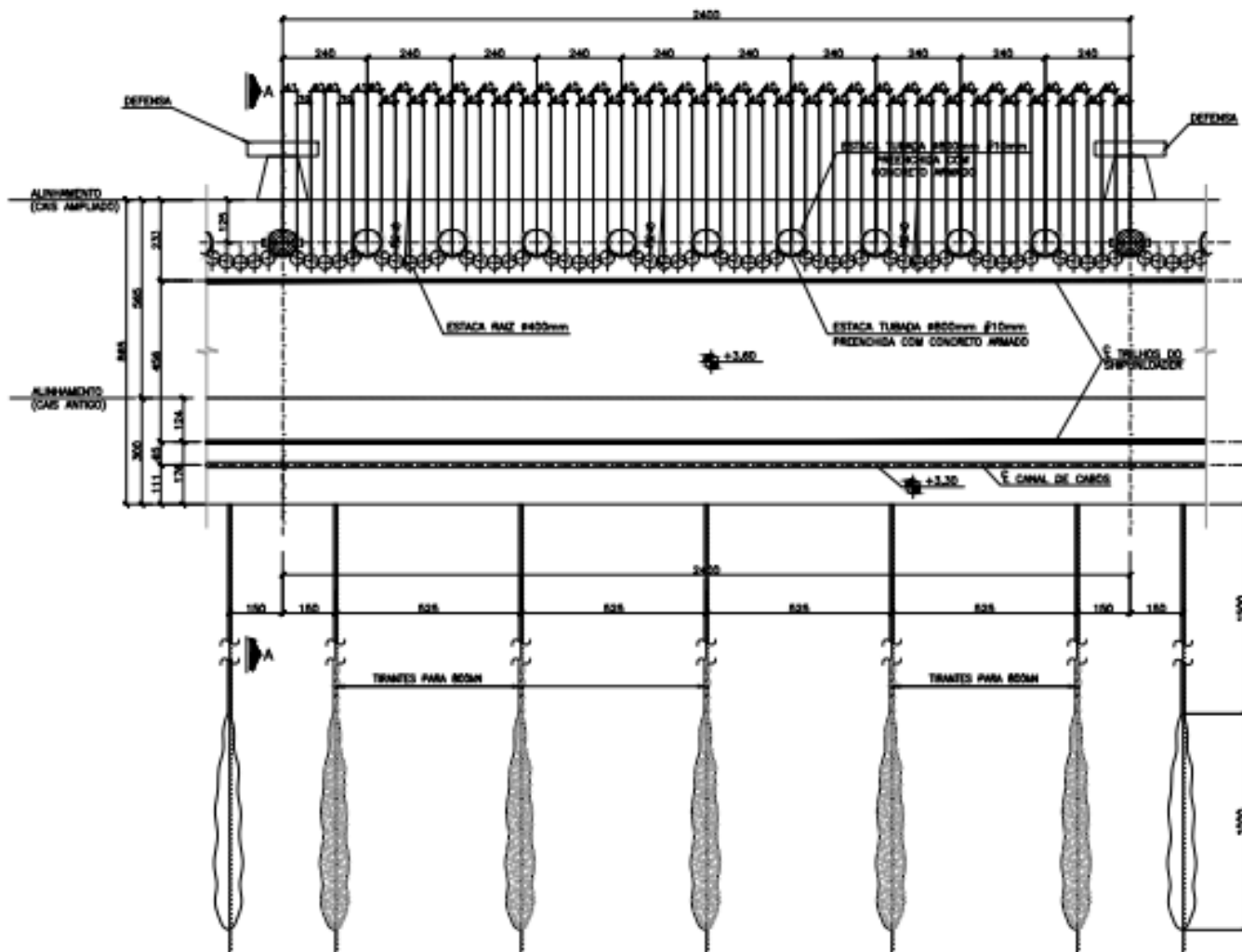
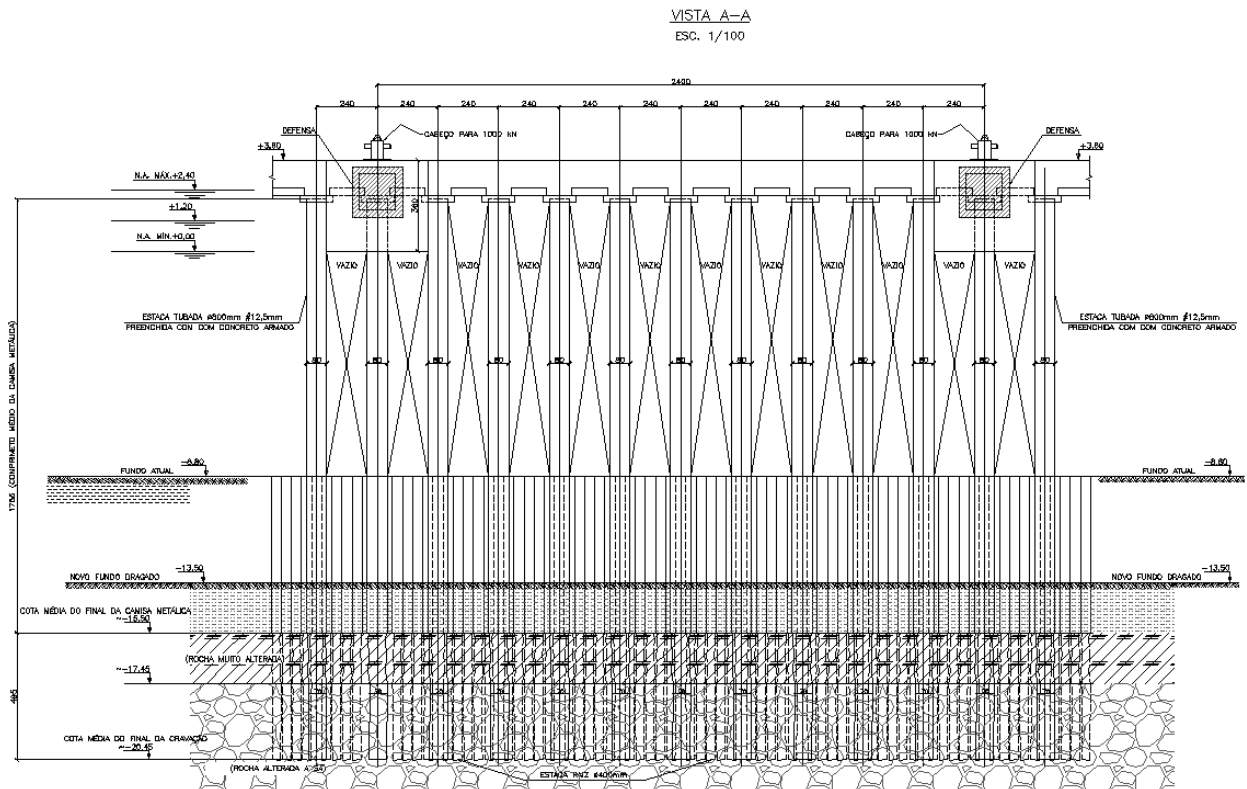


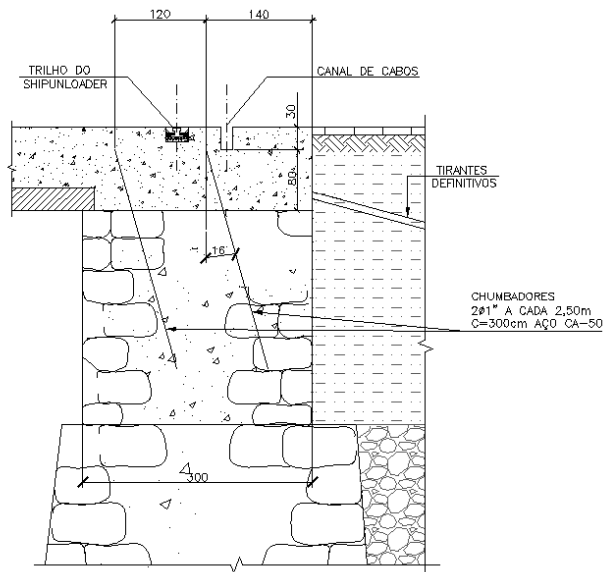
Figura 4- Planta típica da estrutura por módulo de 24,00m.





**Figura 6 - Vista frontal da estrutura**

DETALHE TÍPICO DOS GRAMPIS DE FIXAÇÃO  
SEM ESCALA



**Figura 7 - Detalhe típico da fixação da nova estrutura ao cais antigo**



## GEOMETRIA MEDIANA DAS ESTACAS

ESC. 1/100

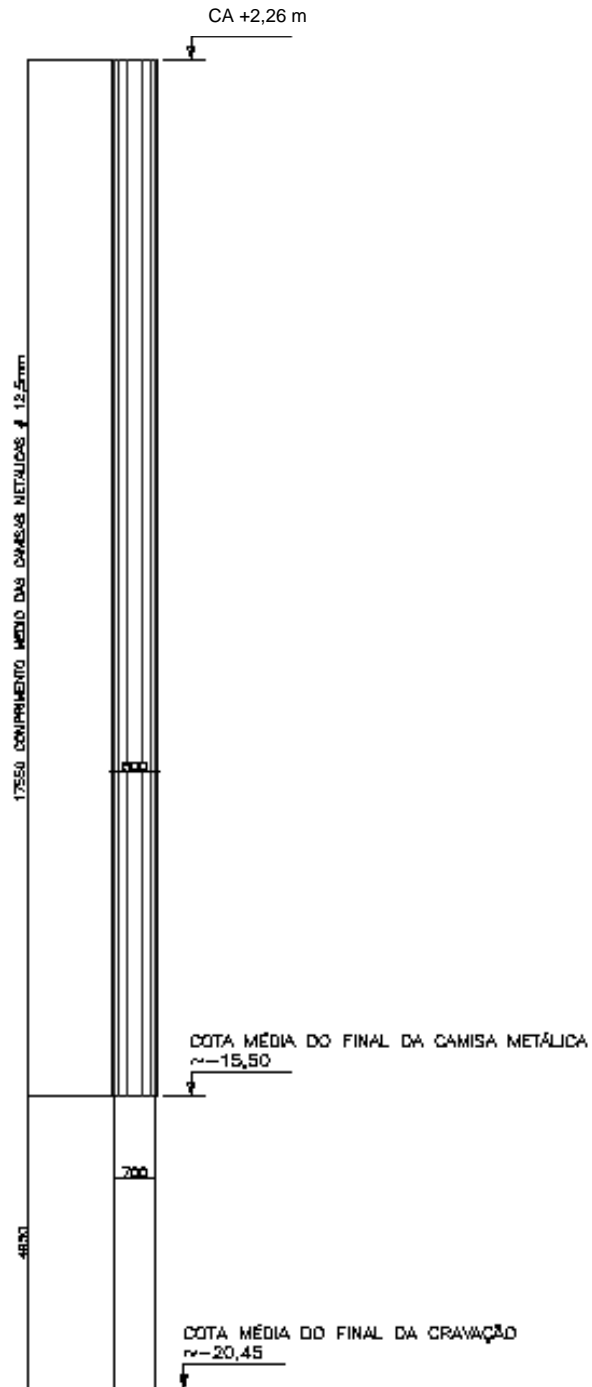


Figura 8 - Geometria mediana das estacas tubadas

## 4.1 Metodologia adotada para as fundações

A região local possui características geológicas complexas, onde pode - se encontrar a transição imediata de solo mole para solo muito resistente, possuindo as diversas camadas de solo comprimentos variáveis e uma camada de argamassa e/ou rachão em frente ao muro, com a existência de chapas metálicas.

Um rigoroso controle de qualidade é de fundamental importância devido à idade da construção existente e da possibilidade de ocorrência de camadas mais espessas e pontuais de areia.

Este comportamento da estratigrafia pode vir a ser observado, uma vez que a região está localizada sobre a antiga foz de vários pequenos rios que desaguavam na Baía de Guanabara, podendo formar os chamados "Paleo-Vales".

Outro fator importante é a estimativa dos parâmetros do solo e do maciço rochoso que devem ser confirmados ou adaptados em função dos resultados dos ensaios que serão realizados em estacas piloto ou nas estacas iniciais. A obtenção destes parâmetros com precisão será fornecida aos projetistas para análise do projeto.

O comprimento final das estacas, atualmente está previsto em cerca de **22,75m** a partir da cota de arrasamento **+2,26m**.

Estima-se que da cota -15,50 até a profundidade de -20,50m., a perfuração das estacas será realizada em rocha alterada a sã.

As análises dos resultados das provas de carga em estacas piloto e durante a obra, juntamente com os dados a serem obtidos durante as perfurações, confirmarão ou definirão o comprimento final das estacas e as características do pino de engastamento na rocha.

Como não existem dados detalhados sobre a execução do muro e a falta de "as built", o sistema construtivo das estacas D=80,00cm e raiz D=50,00/40,00cm devem ter capacidade de ultrapassar os eventuais obstáculos existentes – restos de concreto ciclópico, enrocamentos - e penetrar no maciço rochoso.

Para atender às cargas de atracação dos novos navios, serão instalados cabeços de amarração resistentes a **1.500,00kN**.

Por especificação do projeto os cabeços serão espaçados de 24m, assim como as defensas tipo SCN para atracação dos Navios.

Não faz parte do escopo deste projeto a análise da retroárea.

## 4.2 Posicionamento dos equipamentos e guindastes para a execução da obra

Atualmente não existe a garantia de que seja possível o uso de equipamentos pesados sobre o cais.

Desta forma, por motivos de segurança, o proponente não poderá usar equipamentos com mais de 300,00kN sobre a retroàrea, apenas sobre flutuantes ou dispositivos semelhantes.

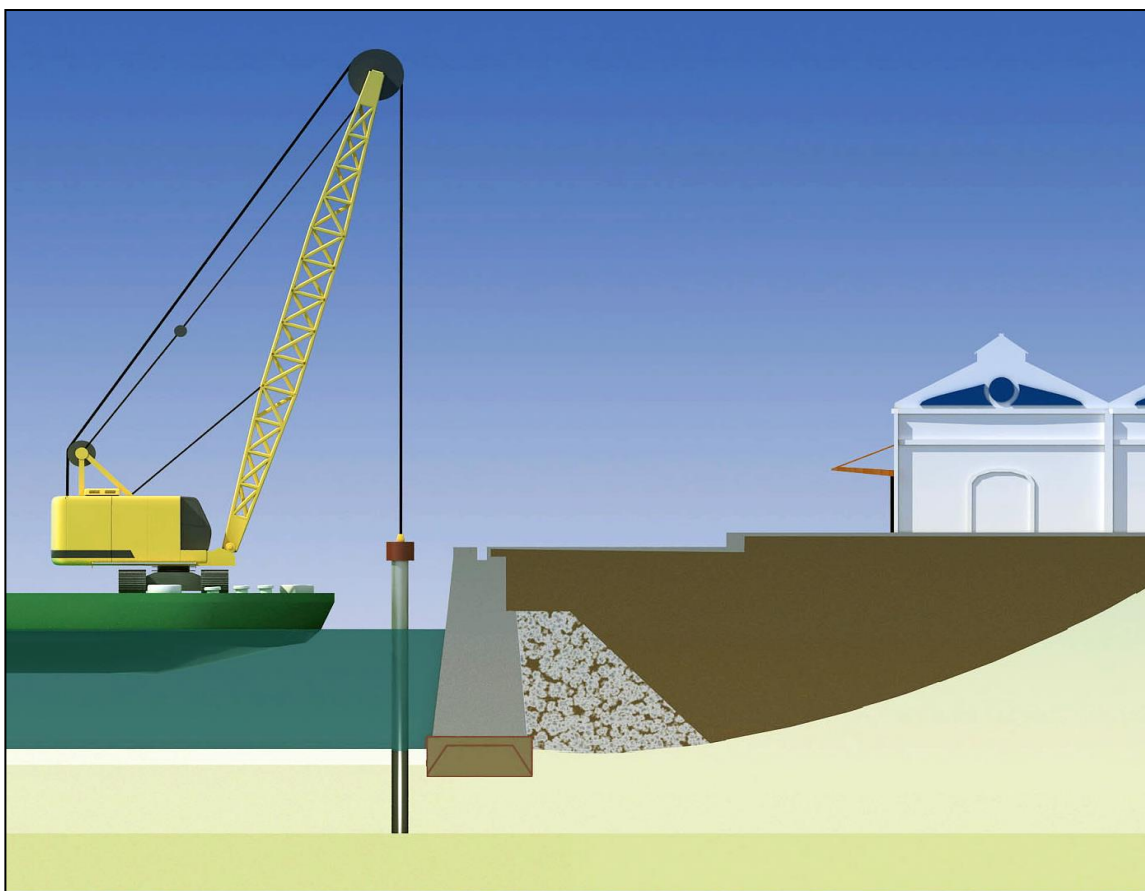


Figura 9 - Metodologia executiva por mar

A metodologia executiva para a execução das estacas e a logística da obra é de responsabilidade do proponente.

### 4.3 Principais fases executivas

**Fase 01** – Execução das estacas metálicas tubadas, preenchidas com concreto armado, **D=80,00cm em solo e pino em rocha alterada a sã.**

As análises dos resultados das provas de carga em estacas piloto e durante a obra confirmarão ou definirão o comprimento final das estacas, atualmente previsto em cerca de **22,75m** a partir da cota de arrasamento **+2,26m**

Desta forma, a **estimativa** de comprimentos médios são os seguintes:

- **Comprimento médio das estacas**  
Da cota +2,26 até a profundidade **de -20,50m.**, ou seja, **22,75m de estaca**
- **Comprimento médio das Camisas metálicas**  
Da cota +2,26 até a profundidade **de -15,50m.**, ou seja, **17,75m** de camisa metálica D=80,00cm # 12,50mm.
- **Perfuração em rocha alterada a sã**  
Da cota -15,50 até a profundidade **de -20,50m.**, ou seja, **5,00m** de perfuração em rocha alterada a sã.

Estas estacas possuem o objetivo de conter a base do muro de arrimo do cais existente e suportar a nova plataforma.

**O comprimento das estacas deve ser conferido ou adaptado por provas de carga estáticas, provas de carga dinâmicas e pela análise da rocha retirada durante a execução das estacas piloto e das estacas da obra.**

**Fase 02** – Execução das estacas raiz, **secantes D=50,00/40,00cm** em solo e no maciço rochoso para contenção do solo de suporte da base do muro de arrimo do cais existente.

As estacas raiz secante são fundamentais para que seja evitada a perda de solo arenoso sobre a base do muro existente, após a dragagem de 5,00m. do leito marinho em frente ao cais existente.

Estima-se que as estacas terão diâmetro acabado de 50,00cm da cota -8,80m. até a cota -15,50m.

A partir desta cota existe a possibilidade da existência de rocha muito alterada a sã ou solo muito resistente, com SPT > 50 golpes.

Desta forma as estacas devem penetrar mais 05 metros com diâmetro acabado de 40,00cm, atingindo a cota -20,50m.

O comprimento das estacas raiz deve ser conferido ou adaptado pela análise do solo e da rocha a serem retirados durante a execução das estacas .

Deve-se garantir que as estacas raiz sejam secantes e estanques, com penetração mínima entre os fustes de 7,50cm, formando uma parede contínua entre as estacas tubadas D=80,00cm.

É importante esta comprovação de que as estacas são retilíneas verticais, secantes e estanques.

Desta forma a execução das estacas deve ser realizada com gabarito apropriado e com a qualidade comprovada por ensaios que garantam esta estanqueidade, como o ensaio CROSS HOLE.

O ensaio Cross-Hole consiste na geração e registro de ondas sísmicas contínuas ao longo de tubos metálicos em várias estacas adjacentes.

Este ensaio consiste basicamente na utilização de sensores transmissores e receptores de ondas de alta frequência, permitindo o registro das variações das frequências entre os tubos metálicos, posicionados ao longo de toda a profundidade, caracterizando a qualidade e a integridade estrutural do concreto que constitui a região entre as estacas instrumentadas.

As possíveis alterações nos sinais as indicariam falhas nas concretagens dos fustes.

É de fundamental importância, para a segurança do cais existente que os eventuais problemas de concretagem sejam corrigidos antes da dragagem do solo da cota -8,80m até a cota -13,50m.

As estacas devem ser concretadas com pressão de injeção da ordem de 0,40MPa

**Fase 03** – Execução dos chumbadores no muro existente para suporte da nova plataforma;

**Fase 04** – Execução da nova plataforma e dos tirantes definitivos para a carga de trabalho de **800,00kN, segundo a NBR 5629 Proteção classe 1.**

Os tirantes são definitivos e devem ser totalmente revestidos com camisa metálica perdida ao longo do comprimento livre.

---

Os tirantes são permanentes em meio muito agressivo.

A proteção exige o emprego de duas barreiras físicas contra a corrosão em toda a extensão do tirante.

O cimento é considerado como barreira e outros tipos podem ser um tubo plástico corrugado, um tubo metálico com espessura mínima de 4 mm ou, ainda, graxa anticorrosiva e duto plástico.

**Fase 05** – Fornecimento e Troca dos cabeços e defensas.

## 5 Materiais a serem empregados

### 5.1 Aço para inserts metálicos em geral

- SAE 1020 Galvanizado.

### 5.2 Concreto armado para a estrutura e fundações

Deve-se considerar que o meio ambiente é muito agressivo.

- Concreto -  $f_{ck} = 45,00$  MPa, classe IV de agressividade ambiental, cobrimento nominal de 5,0cm.
- Uso de micro sílica na proporção de 10% do peso do cimento
- Fissura máxima admissível  $w=0,2$ mm.
- Aço para Concreto Armado CA-50 –  $f_{yk} = 500$ MPa.
- Consumo mínimo de cimento de  $400,00$ kg/m<sup>3</sup>
- Fator água cimento máximo de 0,40

### 5.3 Aço das Camisas Metálicas

- Aço das Estacas – ASTM A36
- $f_{yk} = 250$ MPa,  $E_s = 210$ GPa,  $\varpi = 0,20$

## 6 Condições Ambientais

### 6.1 Variações do nível d'água

Os níveis d'água flutuantes devido à oscilação da maré considerados foram:

- Máximo: NA = +2,40m
- Mínimo: NA = -0,00m

### 6.2 Variação de Temperatura

Foi considerado uma variação térmica ambiental de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ .

### 6.3 Condições Geotécnicas

De uma maneira geral, o subsolo na região entre o muro existente e a frente do cais é composto de uma camada de:

- Areia: Topo entre EL. -8,8 a -15,5 metros, com espessura média de 5m
- Rocha Gnaissica: Topo estimado entre -15,5 e -17,5 metros, inicialmente muito alterada de baixa recuperação nos primeiros 4m, chegando à rocha sã

Na região da base do cais existe um muro de concreto ciclópico com espessura de 2,0 a 4,0m, apoiado em chapas metálicas com espessura média de 10,0mm.

Nas proximidades dessa região, encontra-se areia compacta a muito compacta, com pedregulhos e, em vários trechos, argamassa de cimento e areia, provavelmente lançada para acertos nas variações das cotas das dragagens realizadas para a construção da base do muro do cais.

As novas sondagens realizadas indicam que durante a execução da obra em 1910, o projeto original foi adaptado, com o aumento da base do muro, tanto em comprimento quanto em altura, inclusive com a colocação de chapas metálicas na região do aumento da base.

Não existe o projeto "as built" destas adaptações. Aparentemente estas chapas metálicas projetam-se até cerca de 2,50m. do topo do cais.

#### 6.3.1 Sondagens típicas da região

A seguir apresentam-se algumas sondagens realizadas no trecho Gamboa conforme planta de locação.

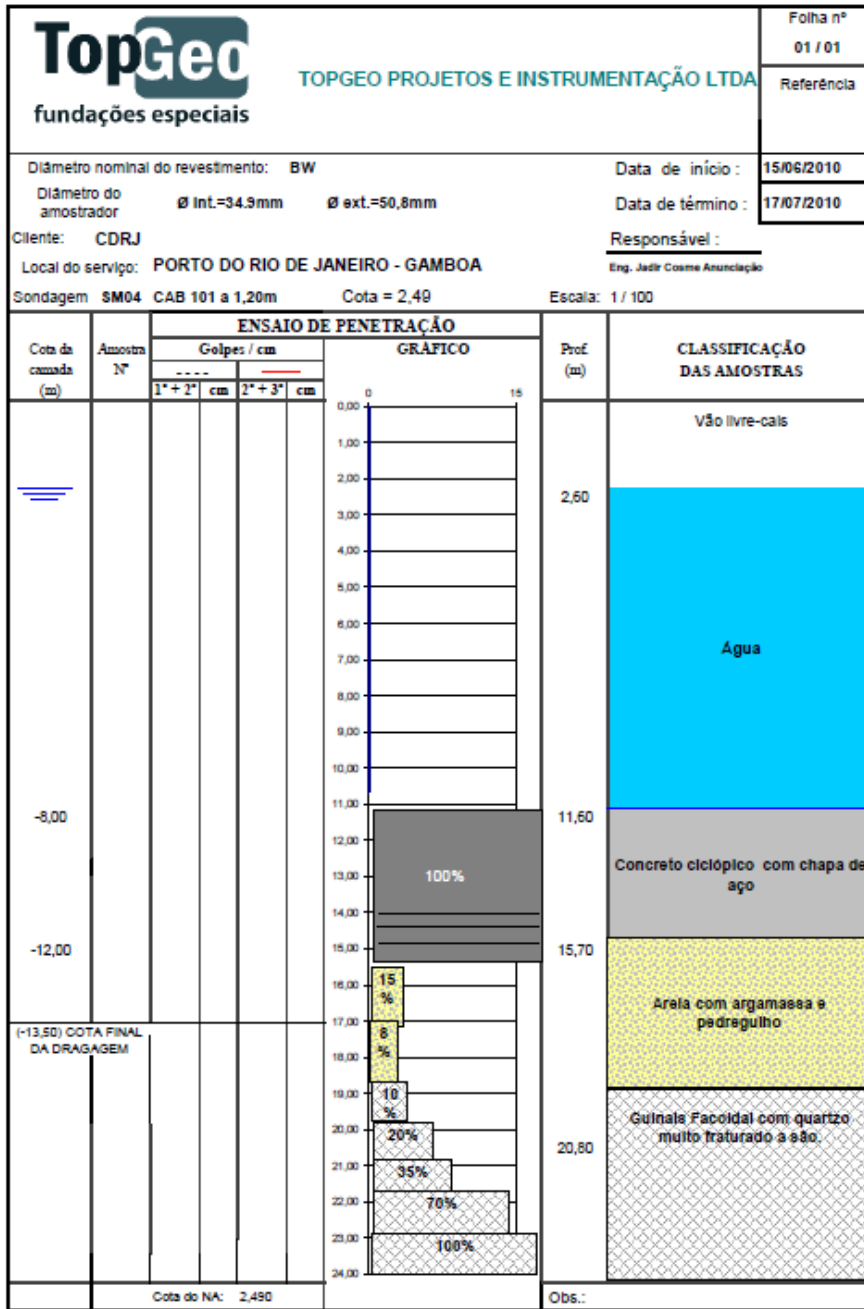




Figura 10 - Localização de sondagens no trecho Gamboa



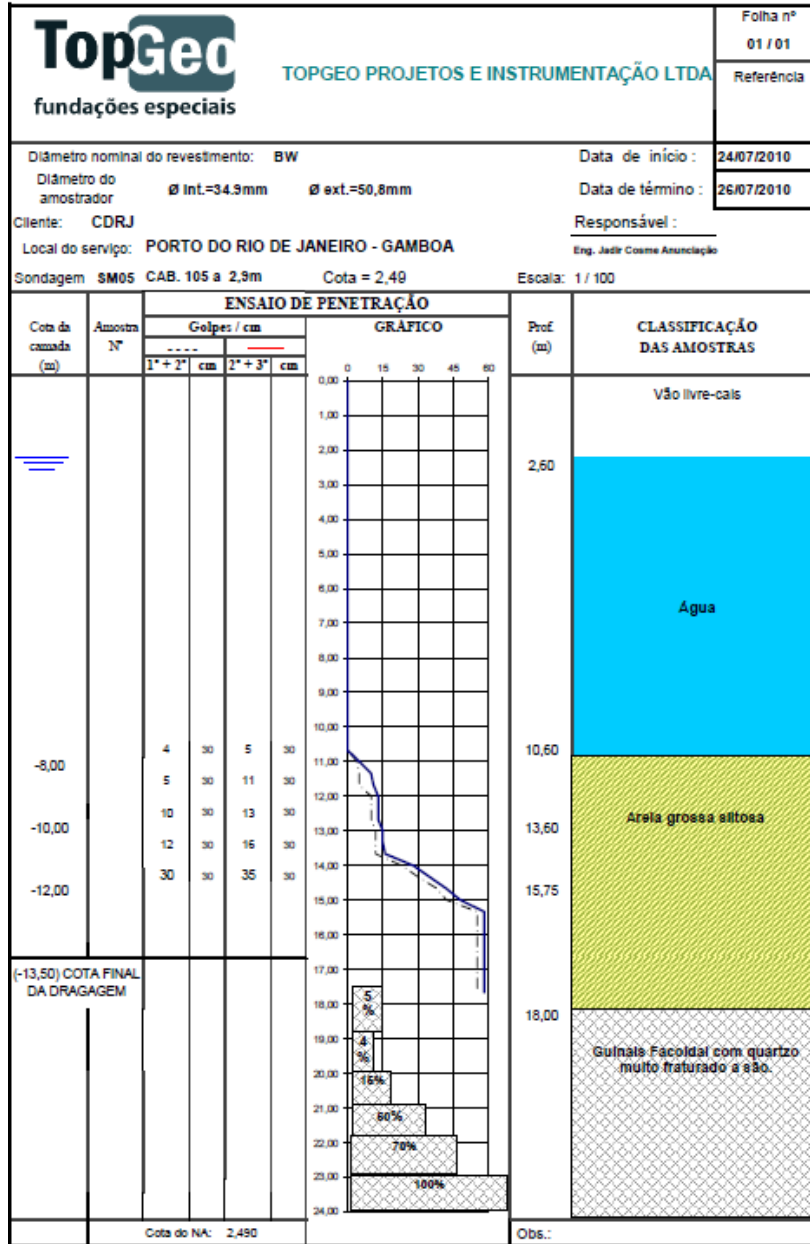
○ Sondagem - SM04 - Próxima ao cabeço 101



Sondagem executada no mar, a 1,50m do paramento do cais

Estima-se que na região da locação das estacas metálicas **D=80,00cm**, não deve existir o concreto ciclópico que foi utilizado na base do muro.

○ Sondagem, - SM05 - Próxima ao cabeço 105



**Cota de arrasamento → +2,26m / Estaca tubada cravada até a cota -17,00m.**

- Comprimento médio previsto da camisa metálica → **19,26m**
- Trecho do fuste da estaca a ser escavado – Da cota -8,80 até a cota -17,00m → **8,50m**
- Trecho da estaca a ser perfurado em rocha alterada a sã – Da cota -17,00 até a cota -21,00m → **4,00m**
- Trecho a ser concretado e armado - **23,00m**

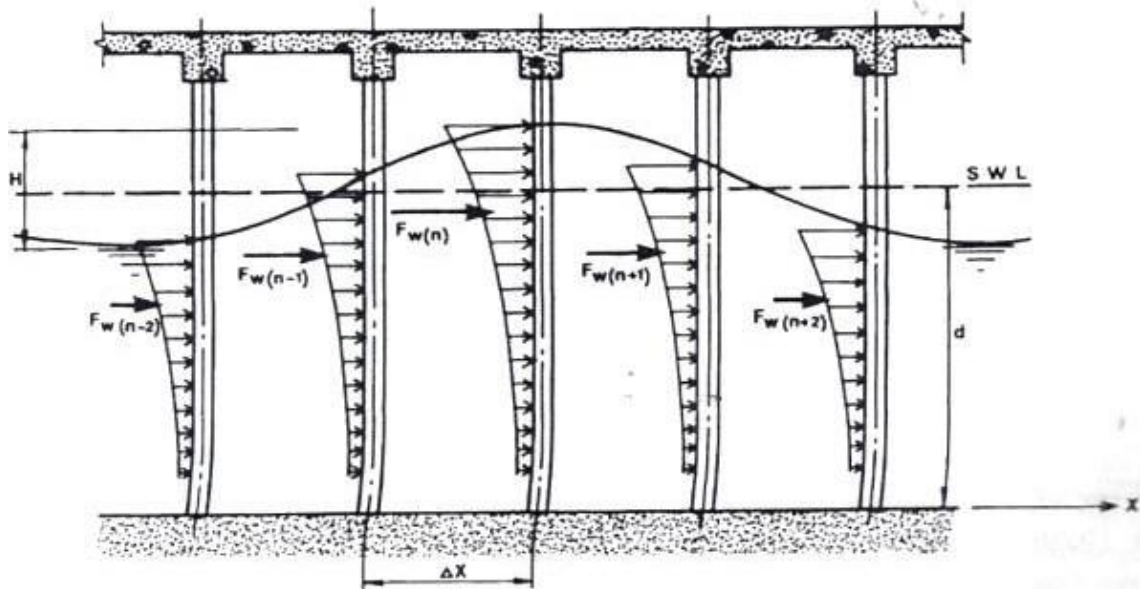
**Em função dos resultados das provas de carga a serem executadas nas estacas piloto, estes valores podem ser revistos**

## 6.4 Correntes

A região onde se localiza o trecho da Gamboa é uma região abrigada com baixa velocidade máxima de corrente.

Foi adotada a velocidade máxima de corrente durante a maré vazante de **2,0 m/seg.**

A velocidade tem intensidade decrescente com a profundidade. Para efeitos de cálculo, pode-se considerar uma distribuição triangular decrescente com a profundidade da velocidade de escoamento.



**Figura 11 - Distribuição de cargas nas estacas devido a correntes e ondas – Shore Protection Manual (U.S. Army, 1984)**

## 7 Ações na Estrutura do Cais

### 7.1 Peso próprio

Para as peças de Concreto Armado, foi considerado um peso específico de  $25\text{kN/m}^3$ .

Nas peças estruturais de aço, tais como revestimento das estacas, será considerado um peso específico de  $78,5\text{kN/m}^3$ .

### 7.2 Sobrecarga

Sobrecarga solicitada pelo cliente sobre o Cais:

- $SC = 100,00 \text{ kN/m}^2$

### 7.3 Cargas móveis

Sobre a nova estrutura do cais será instalado equipamento do tipo ShipUnloader sobre os trilhos. O posicionamento do primeiro trilho estará a  $2,30\text{m}$  do alinhamento da borda do cais e a do segundo a  $6,86\text{m}$  da mesma.

- Foi adotada carga vertical de  $700,00\text{kN/m}$  e horizontal de  $100,00\text{kN/m}$ .

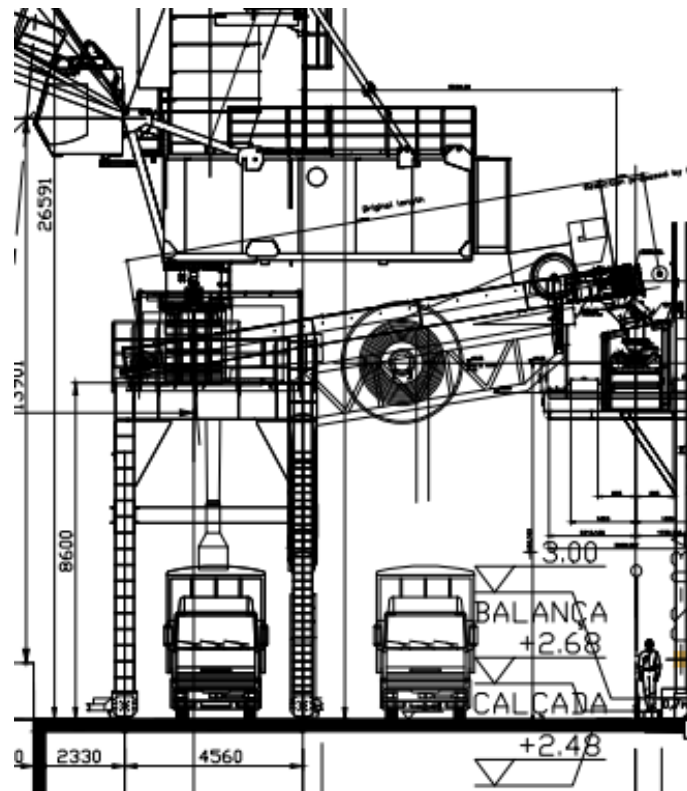


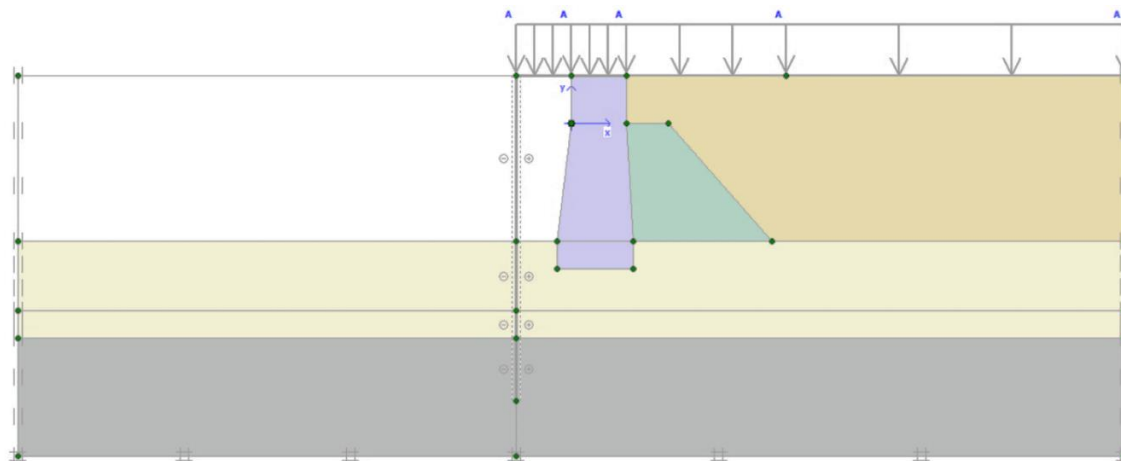
Figura 12 - Passagem do Shipunloader- Bitola = 4,56m

## 8 Análise Tensão x Deformação

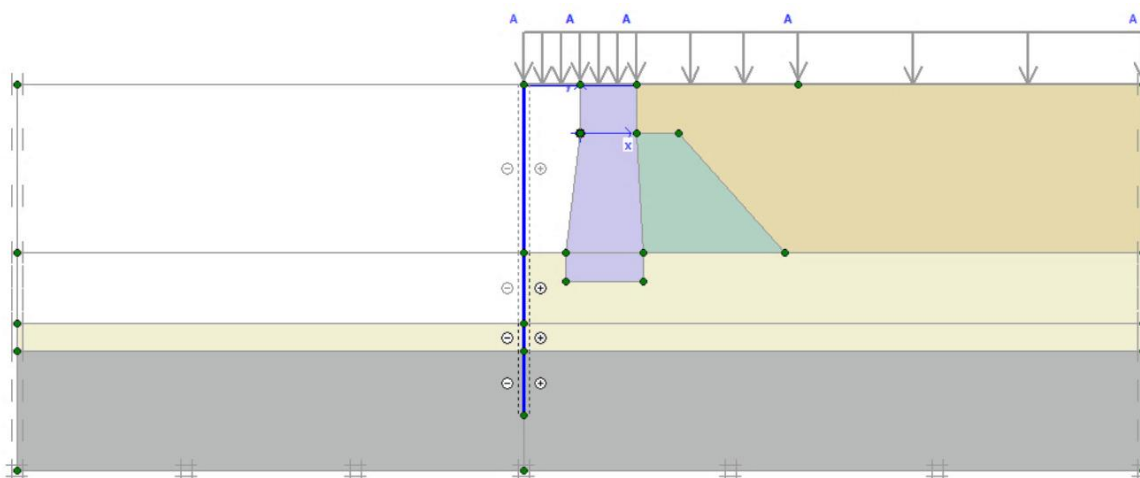
Para avaliação mais eficaz do comportamento do solo devido às novas configurações de projeto, foi elaborado um modelo em elementos finitos fazendo uso do software Plaxis.

### 8.1 Geometria do Modelo

O modelo permite a análise do desenvolvimento de tensões e deformações tanto no solo quanto nos elementos estruturais como um todo. Deste modelo serão obtidos os deslocamentos horizontais e verticais globais, além dos esforços de empuxo no tardo das estacas após a dragagem.

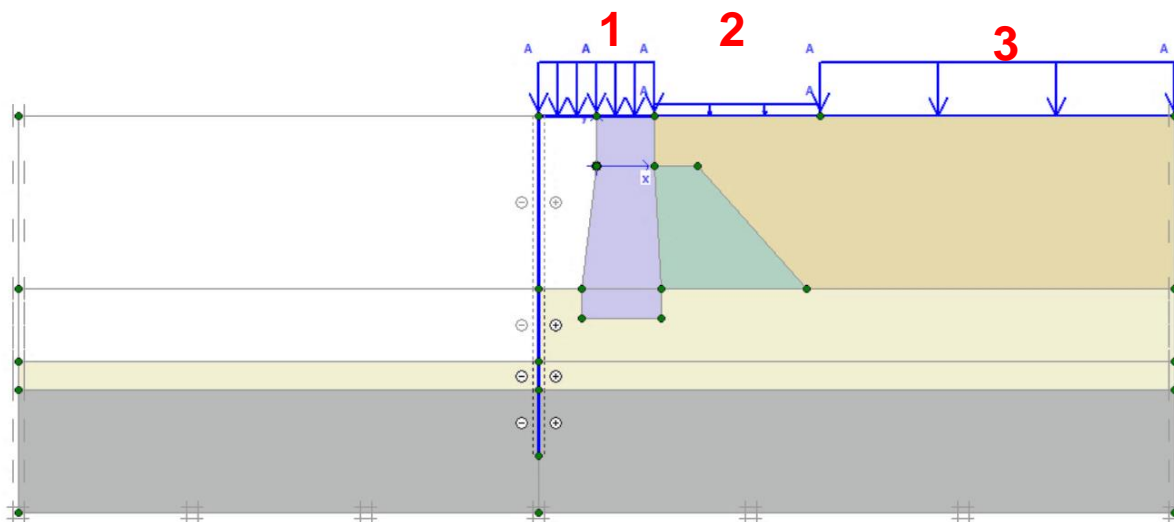


**Figura 13 - Modelo em Elementos Finitos  
Configuração atual**



**Figura 14 - Modelo em Elementos Finitos  
Configuração após a dragagem até a cota -13,5m**

Para a avaliação da situação de utilização do cais, foram inseridas sobrecargas em 3 regiões distintas conforme indicação abaixo:



**Figura 15 - Modelo em Elementos Finitos  
Configuração de Utilização após a dragagem**

O Cais da Gamboa receberá diversos tipos de carregamento.

Para que não se limite a utilização de certas cargas nas regiões de estocagem e berços pré-estabelecidos, foi adotada a carga máxima admitida de estocagem para toda a extensão do projeto.

As sobrecargas aplicadas têm os seguintes valores:

- 1)** 100 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga exigida sobre a nova plataforma
- 2)** 20 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga ao longo da faixa de rodagem de caminhões
- 3)** 100 kN/m<sup>2</sup> → Sobrecarga relativa à estocagem de materiais gerais. A área de estocagem é afastada em aproximadamente 15 metros da face externa do muro existente.

Não foram incluídas as cargas de ancoragem nos cabeços devido ao seu anulamento pelos esforços localizados dos tirantes.



## 8.2 Parâmetros dos Materiais

Os parâmetros adotados foram os seguintes:

Características dos Materiais

ID	Nome	Tipo	$\gamma_{unsat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\vartheta$ [ - ]	E [kN/m <sup>2</sup> ]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$\phi$ [ ° ]
1	Muro	Non-porous	23	23	0.2	20,000,000	0	0
2	Aterro	Drained	18	18	0.3	70,000	10	38
3	Areia	Drained	18	18	0.3	70,000	1	37
4	Rocha	Drained	27	27	0.2	10,000,000	0	0
5	Enrocamento	Drained	21	21	0.3	400,000	1	45

Para que as análises desse relatório possam ser otimizadas, sugere-se uma campanha de caracterização do subsolo.

Para os elementos estruturais, foram considerados:

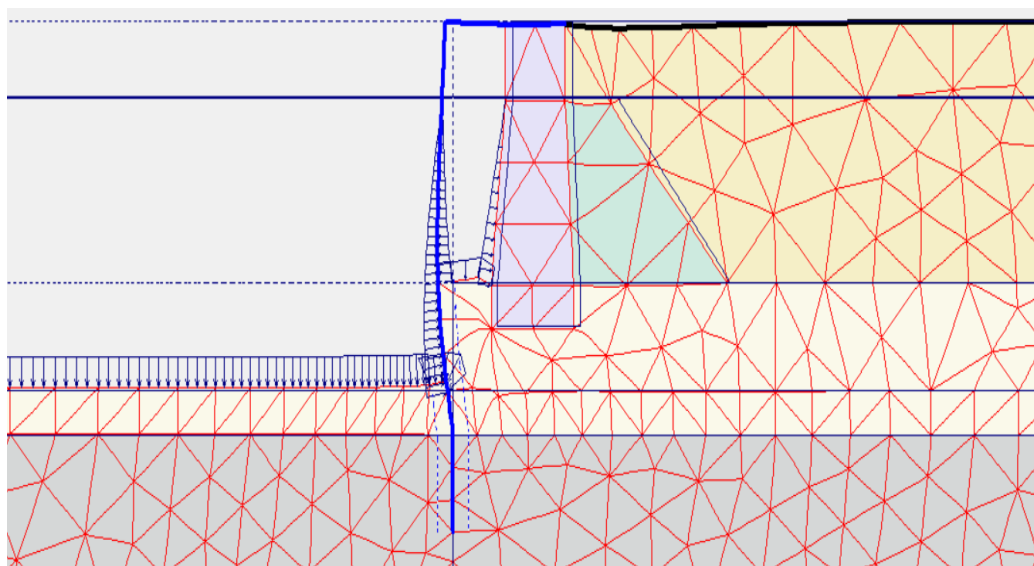
- Laje contínua de concreto armado – h = 1,10m.
- Estacas Tubadas D=80,00cm – Do fundo da laje até o final da rocha alterada ou solo com SPT>50. Seus parâmetros foram definidos considerando – se estrutura do fuste mista (camisa metálica #12,5mm e concreto C40) com diâmetro 80cm, espaçadas de 2,4m.
- Estaca D=80,00cm na rocha sã.– Parte do fuste embutido na rocha sã. Considerado somente de concreto armado com diâmetro de 70cm .

Características dos Elementos Estruturais

ID	Nome	Tipo	EA [kN/m]	EI [kNm <sup>2</sup> /m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	$\vartheta$ [ - ]
1	E Pinada	Elastic	3,208,333	98,250	25	0.2
2	Laje	Elastic	33,000,000	3,327,500	25	0.2
3	E Tubada	Elastic	6,500,000	347,569	25	0.3

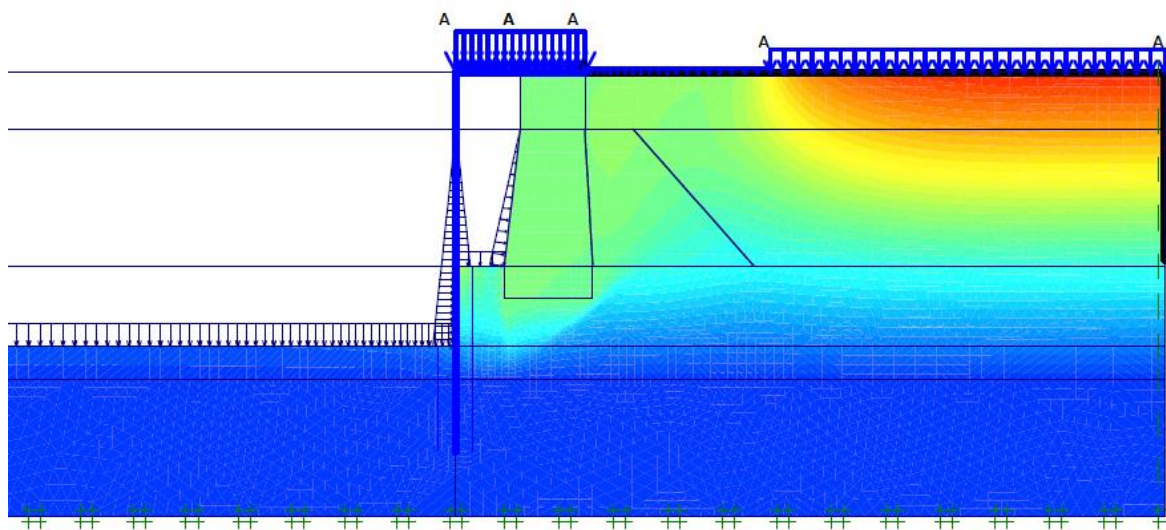
### 8.3 Análise após Dragagem

Assim que realizado o término da dragagem é estimada, para a situação mais crítica, a seguinte configuração:



**Figura 16 - Deformações após Dragagem - Escala aumentada 200x**

A remoção de aproximadamente 5,0m do terreno à frente do cais pode levar às seguintes deformações:



**Figura 17 - Deformação no conjunto**

### 8.3.1 Deslocamentos do Muro de Arrimo após dragagem

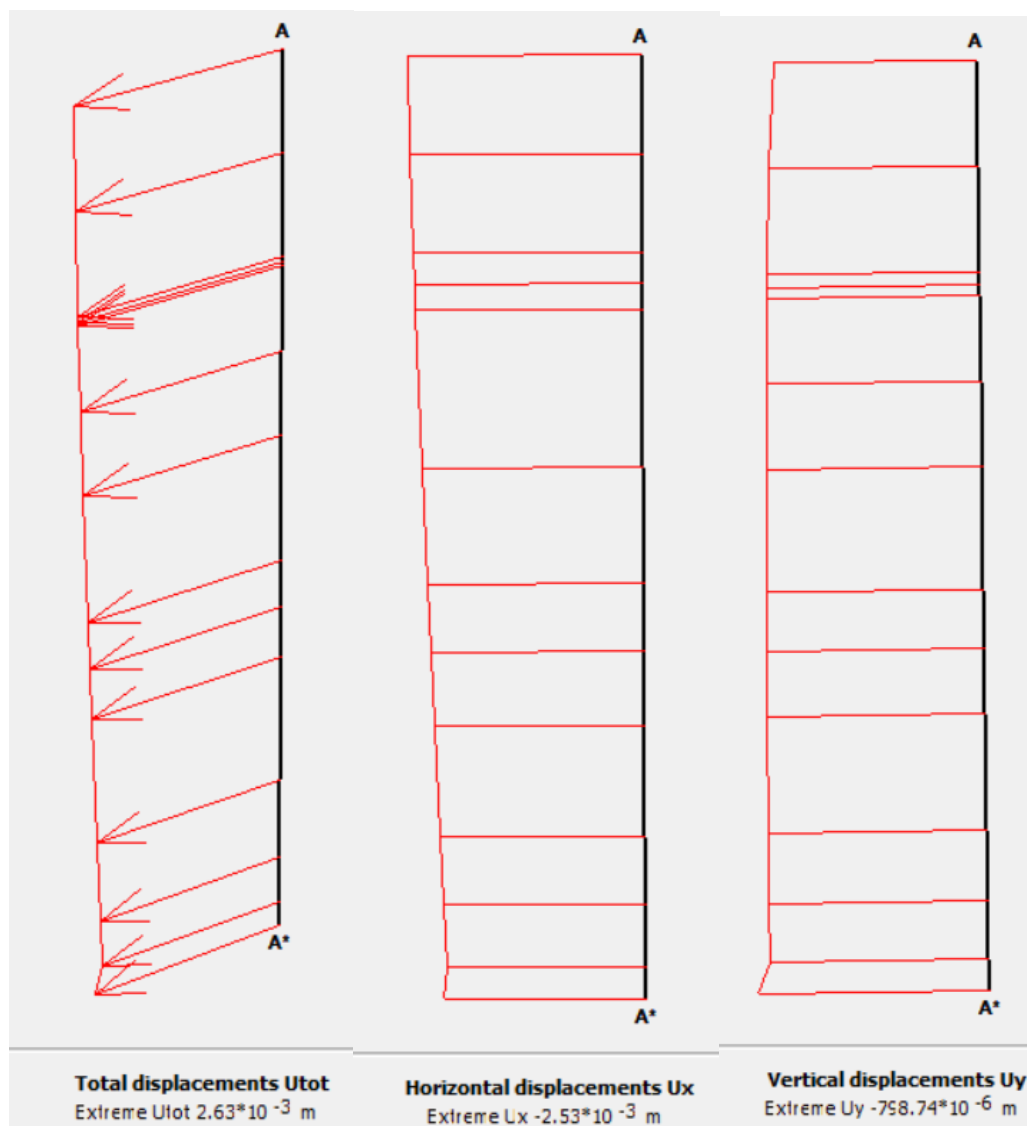


Figura 18 - Deslocamento máximo do Muro de Arrimo Existente após Dragagem

**$\delta$  horizontal máx considerado = 4,5 mm**

Nota-se que o deslocamento máximo esperado é de pequena magnitude, aproximadamente **4,5mm**, estando dentro dos limites esperados e dos fatores de segurança.

### 8.3.2 Deslocamentos e esforços na linha de estacas após dragagem

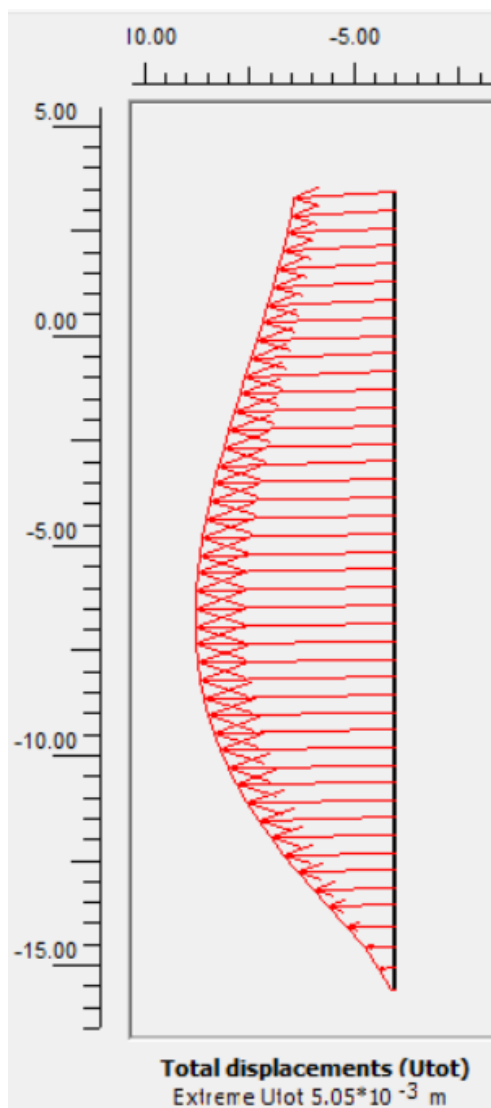


Figura 19 - Deslocamento da linha de estacas após Dragagem

$\delta$  horizontal máx = 5,0 mm

$\delta$  topo~ 5,0 mm

Nota-se que o deslocamento esperado é de pequena magnitude, estando dentro dos limites esperados e dos fatores de segurança.

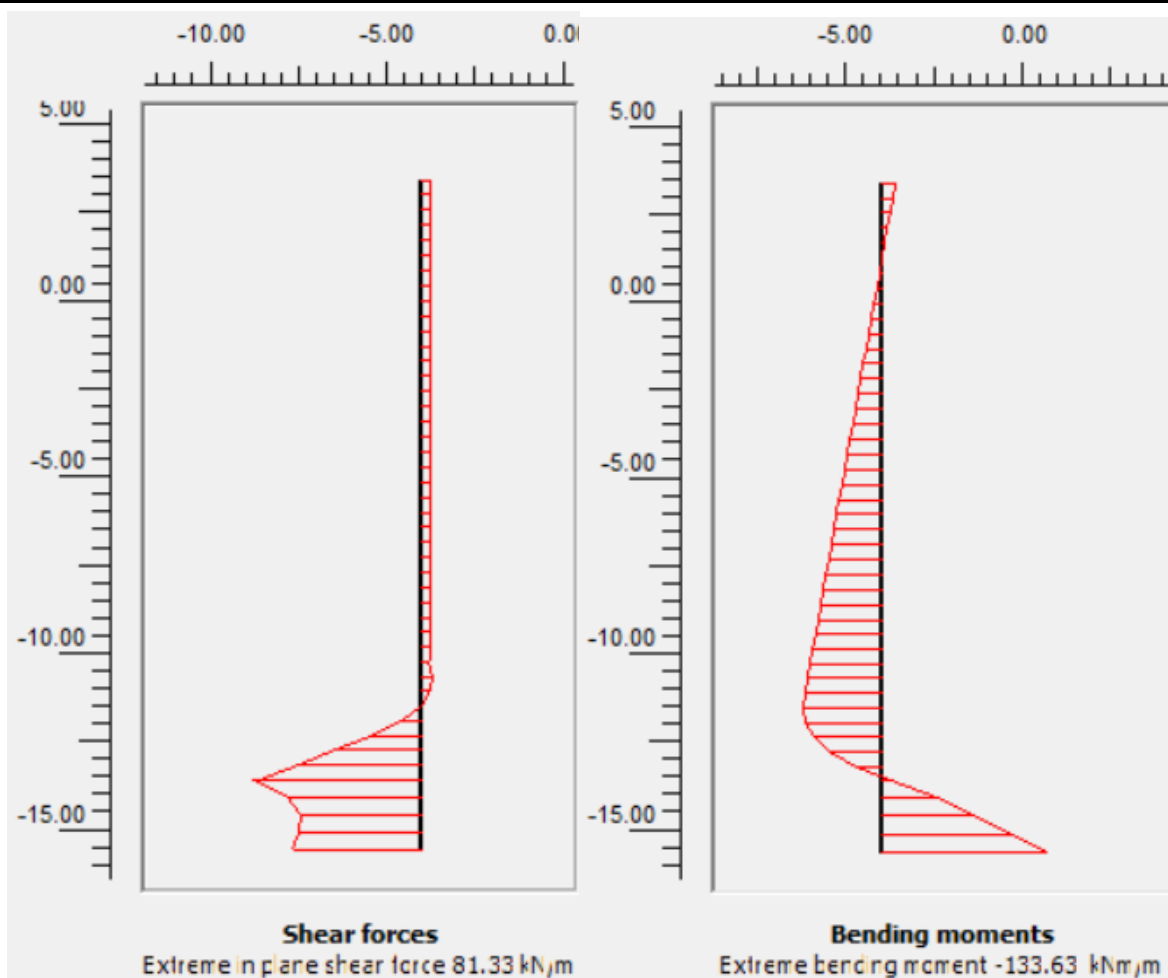


Figura 20 - Esforços Atuantes na linha de Estacas - Seção Camisa Metálica + Concreto

**Q máx = 81 kN/m**

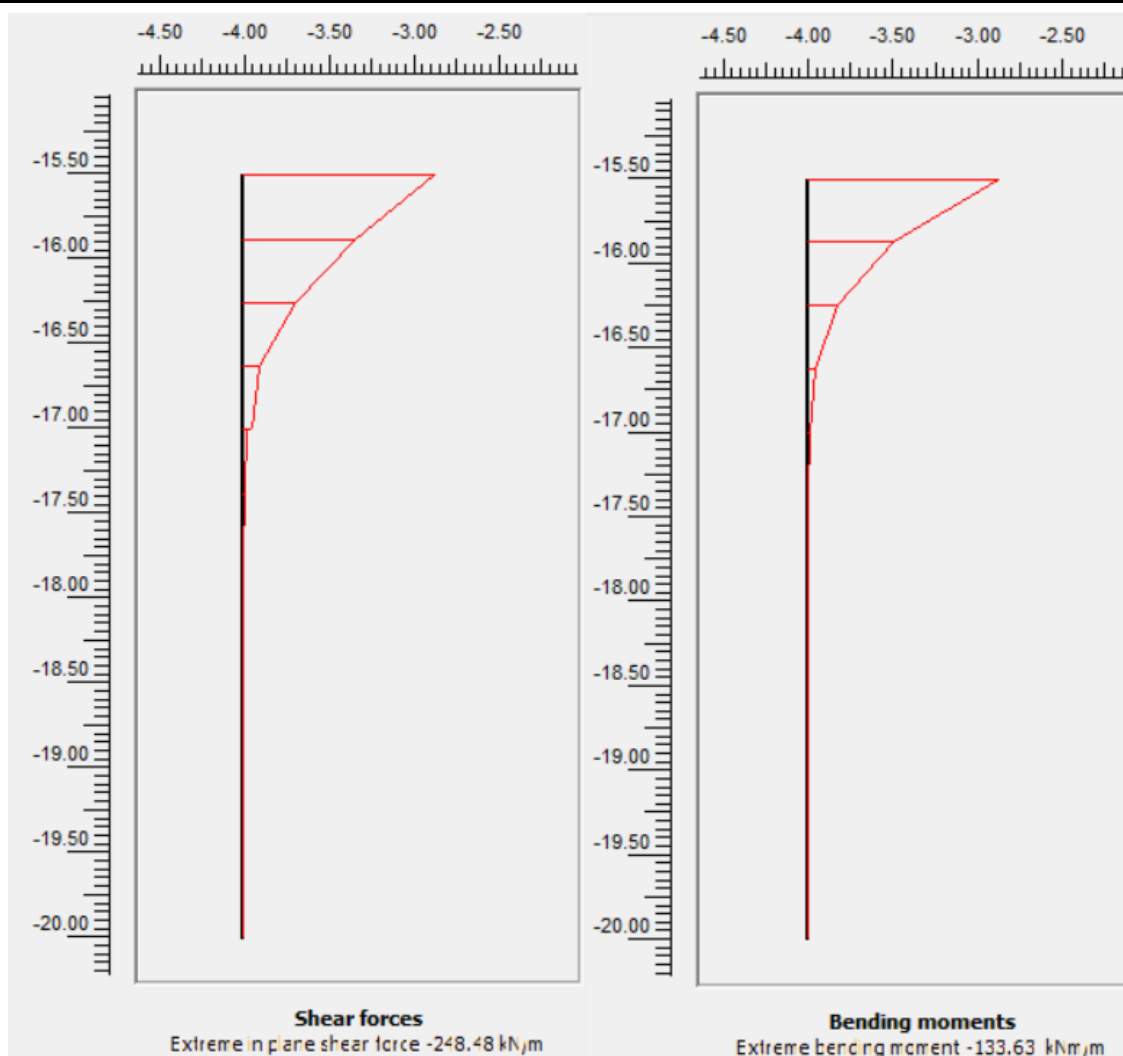
**M máx= 134 kNm/m**

Admitindo a transferência das cargas para as estacas D=80cm espaçadas de 2,4 metros, temos, por elemento:

**Q máx = 200 kN**

**N máx. por estaca = 250,00 kN**

**M por estaca = 320 kNm/m**



**Figura 21 - Esforços Atuantes na linha de estacas raiz  
- Seção no topo do maciço rochoso**

$$Q \text{ máx} = 80 \text{ kN/m}$$
$$M \text{ máx} = 100 \text{ kNm/m}$$

Admitindo a transferência das cargas para as estacas  $D=80\text{cm}$  espaçadas de 2,4 metros, temos, por estaca raiz :

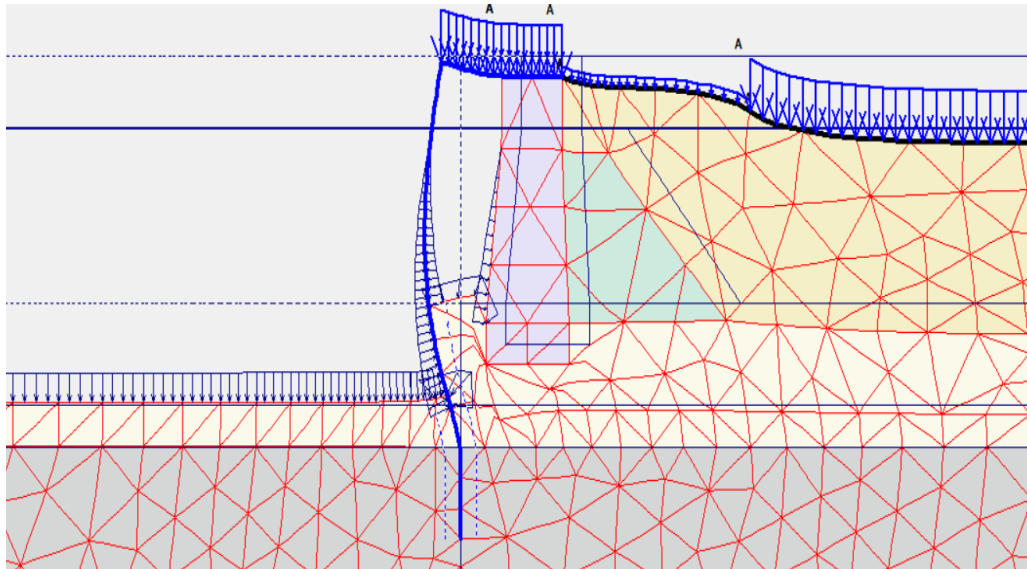
**Compressão entre estacas por efeito de arco – 20kN**

$$Q \text{ por estaca} = 40 \text{ kN}$$
$$M \text{ por estaca} = 50 \text{ kNm}$$

#### 8.4 Análise após Dragagem em situação de Utilização, com atuação de todas as sobrecargas

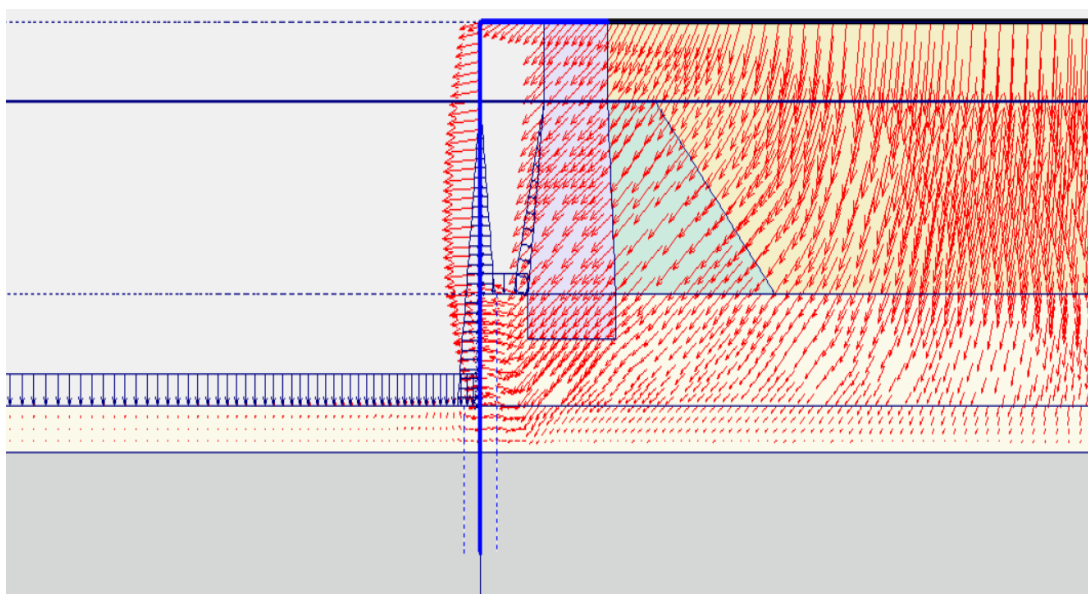
Após a conclusão da execução do projeto se inicia a fase de utilização.

Para esta etapa foram adotadas as sobrecargas estabelecidas no item 7.1.



**Figura 22 - Deslocamentos Gerais após Dragagem - Escala aumentada 200x**

A remoção de aproximadamente 5,0m do terreno à frente do cais pode levar às seguintes deformações:



**Figura 23 - Vetores de deformação no conjunto**

#### 8.4.1 Deslocamentos do Muro de Arrimo após dragagem

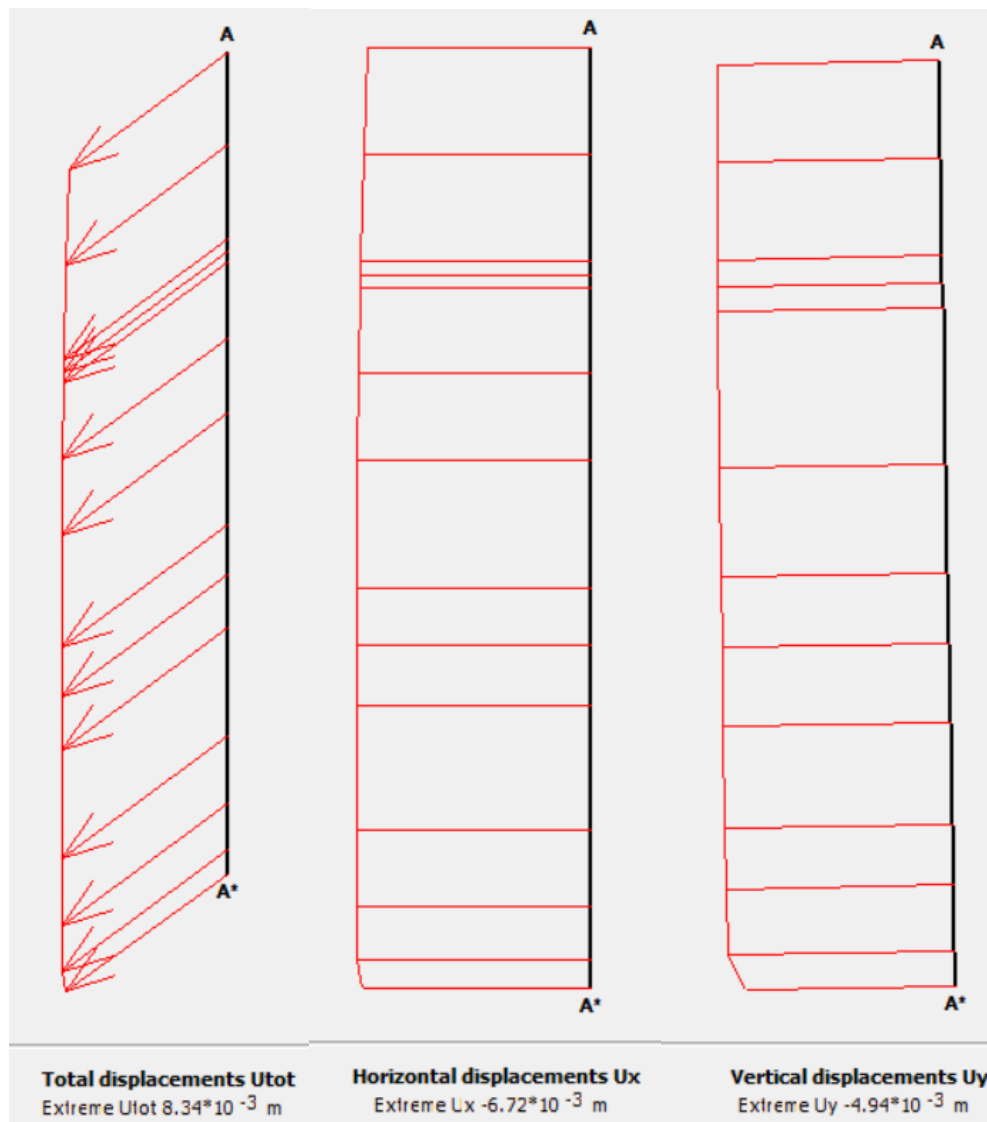


Figura 24 - Deslocamento máximo do Muro de Arrimo Existente na fase de utilização

$$\delta \text{ horizontal máx} = 8,3 \text{ mm}$$

Nota-se que o deslocamento esperado é de pequena magnitude, aproximadamente **8,3mm**, estando dentro dos limites esperados e dos fatores de segurança.



#### 8.4.2 Deslocamentos e esforços na linha de estacas após dragagem

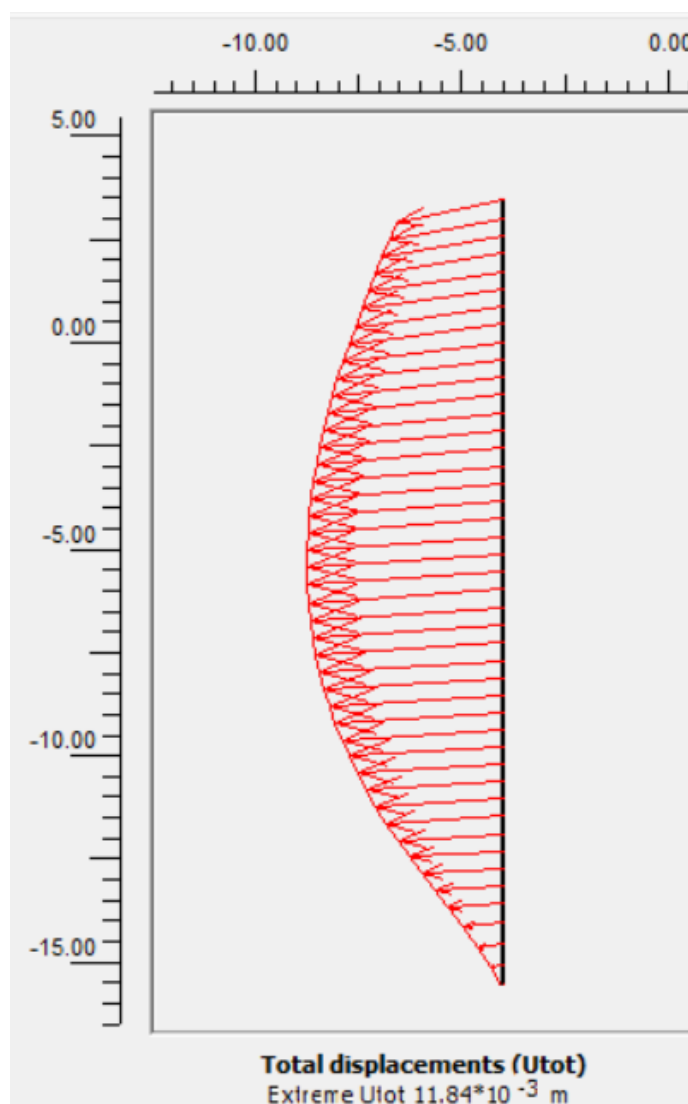


Figura 25 - Deslocamento da linha de estacas

Após Dragagem e com as sobrecargas máximas

$\delta$  horizontal máx = 12,0 mm

$\delta$  topo~ 7,0 mm

Nota-se que o deslocamento esperado é de pequena magnitude, estando dentro dos limites esperados e dos fatores de segurança.

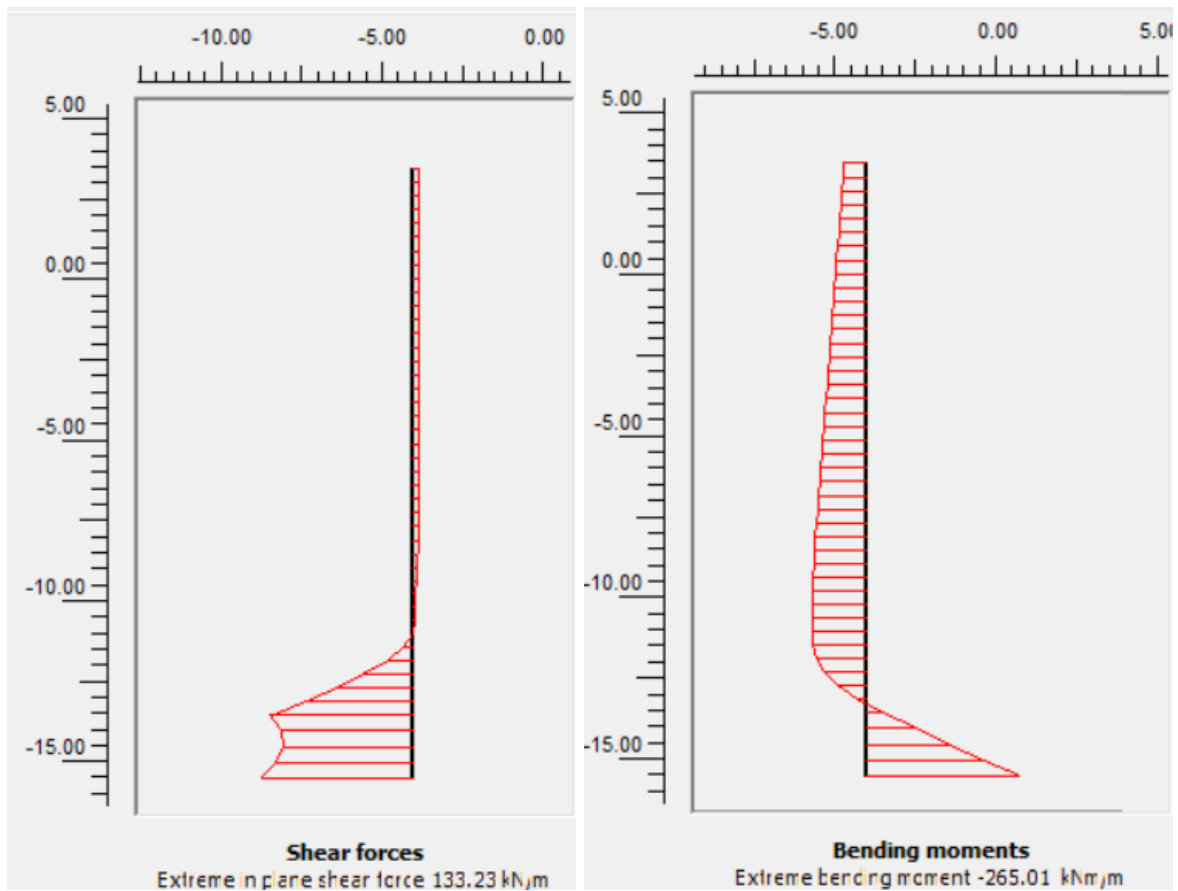


Figura 26 - Esforços Atuantes na linha de Estacas - Seção Camisa Metálica + Concreto

$$Q \text{ máx} = 133 \text{ kN/m}$$

$$M \text{ máx} = 265 \text{ kNm/m}$$

Admitindo a transferência das cargas para as estacas  $D=80\text{cm}$  espaçadas de 2,4 metros, temos, por elemento:

$$Q \text{ por estaca} = 320 \text{ kN}$$

$$M \text{ por estaca} = 636 \text{ kNm/m}$$

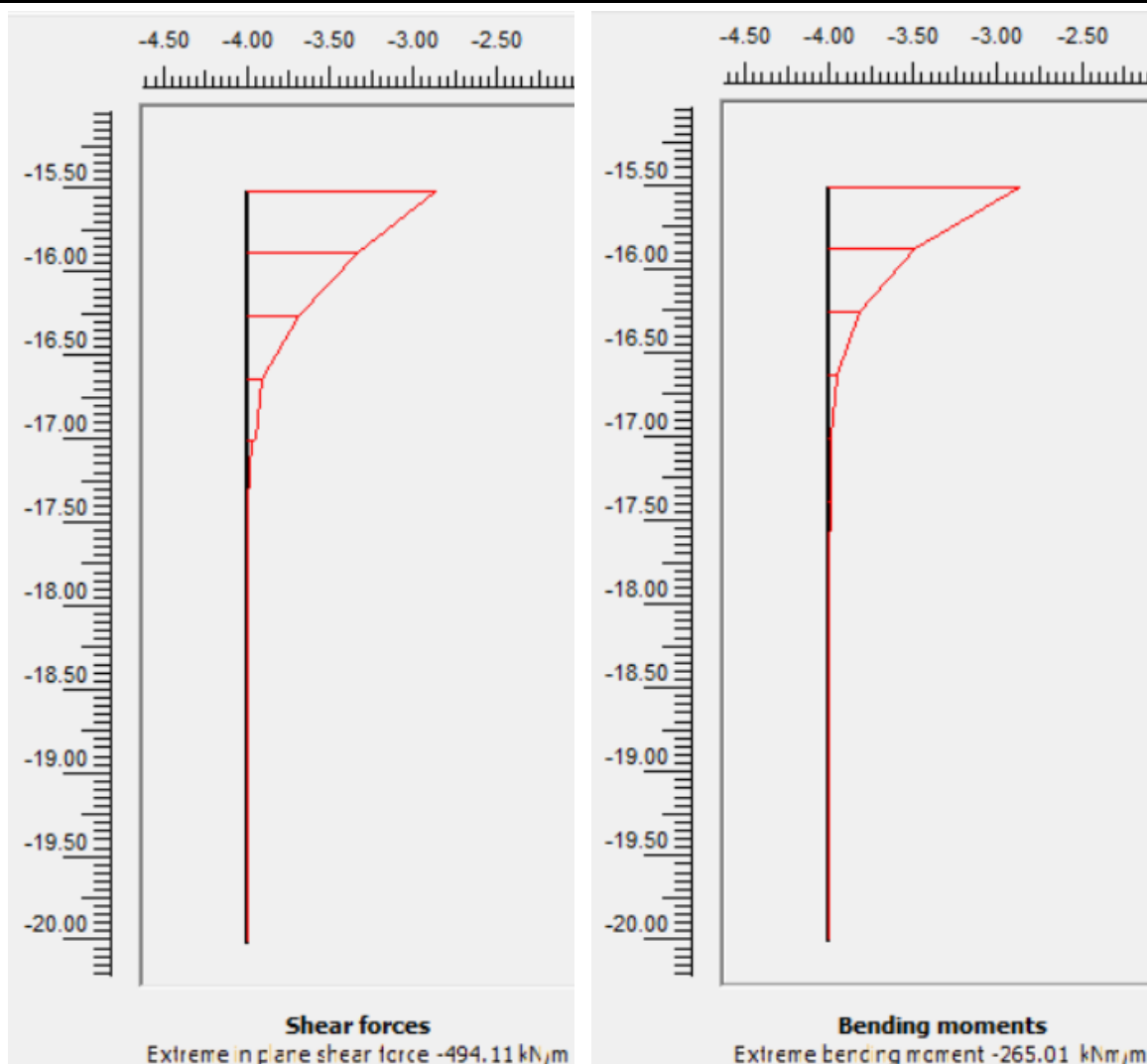


Figura 27 - Esforços Atuantes na linha de Estacas - Seção pinada em rocha

$$Q \text{ máx} = 494 \text{ kN/m}$$

$$M \text{ máx} = 265 \text{ kNm/m}$$

Admitindo a transferência das cargas para as estacas  $D=80\text{cm}$  espaçadas de 2,4 metros, temos, por elemento:

$$Q \text{ por estaca} = 1185 \text{ kN}$$

$$M \text{ por estaca} = 636 \text{ kNm/m}$$

### 8.4.3 Tensão Horizontal nas Estacas de Contenção

Como saída do programa, podemos avaliar as tensões horizontais efetivas atuantes ao longo do trecho de contenção compreendido entre as elevações -8,80m e -13,50m.

Por segurança, será avaliado a tensão horizontal até a profundidade estimada de engaste em rocha -15,50m.

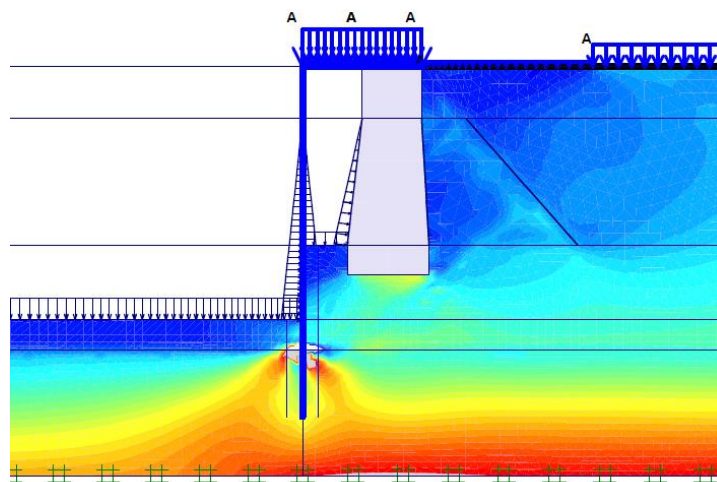


Figura 28 - Contornos de Tensão Horizontal

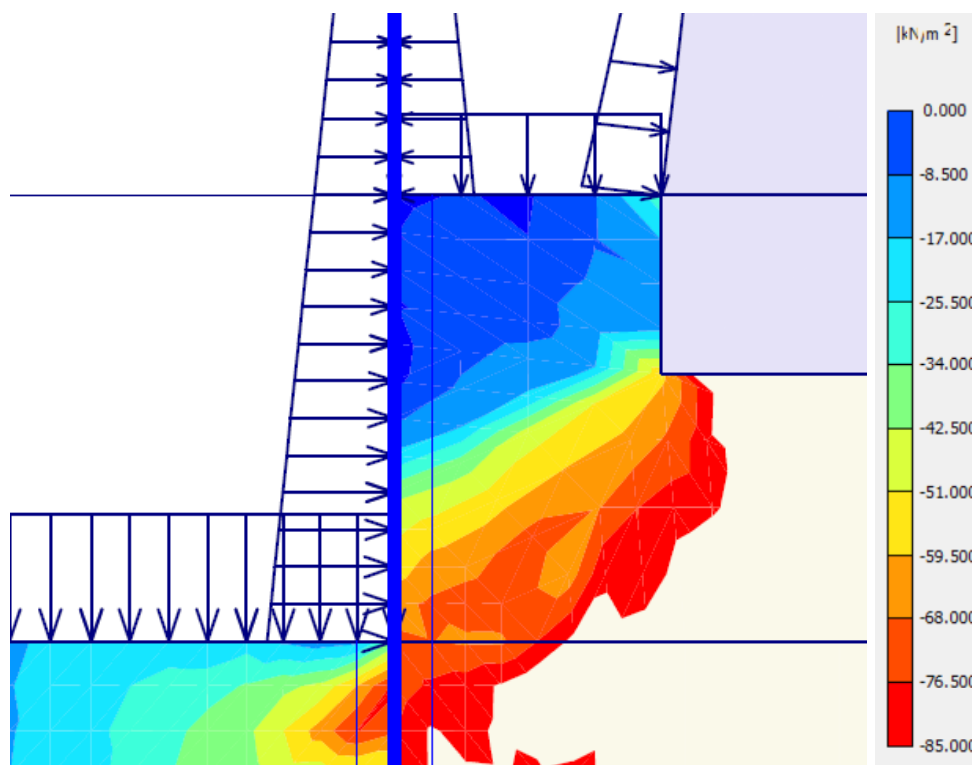
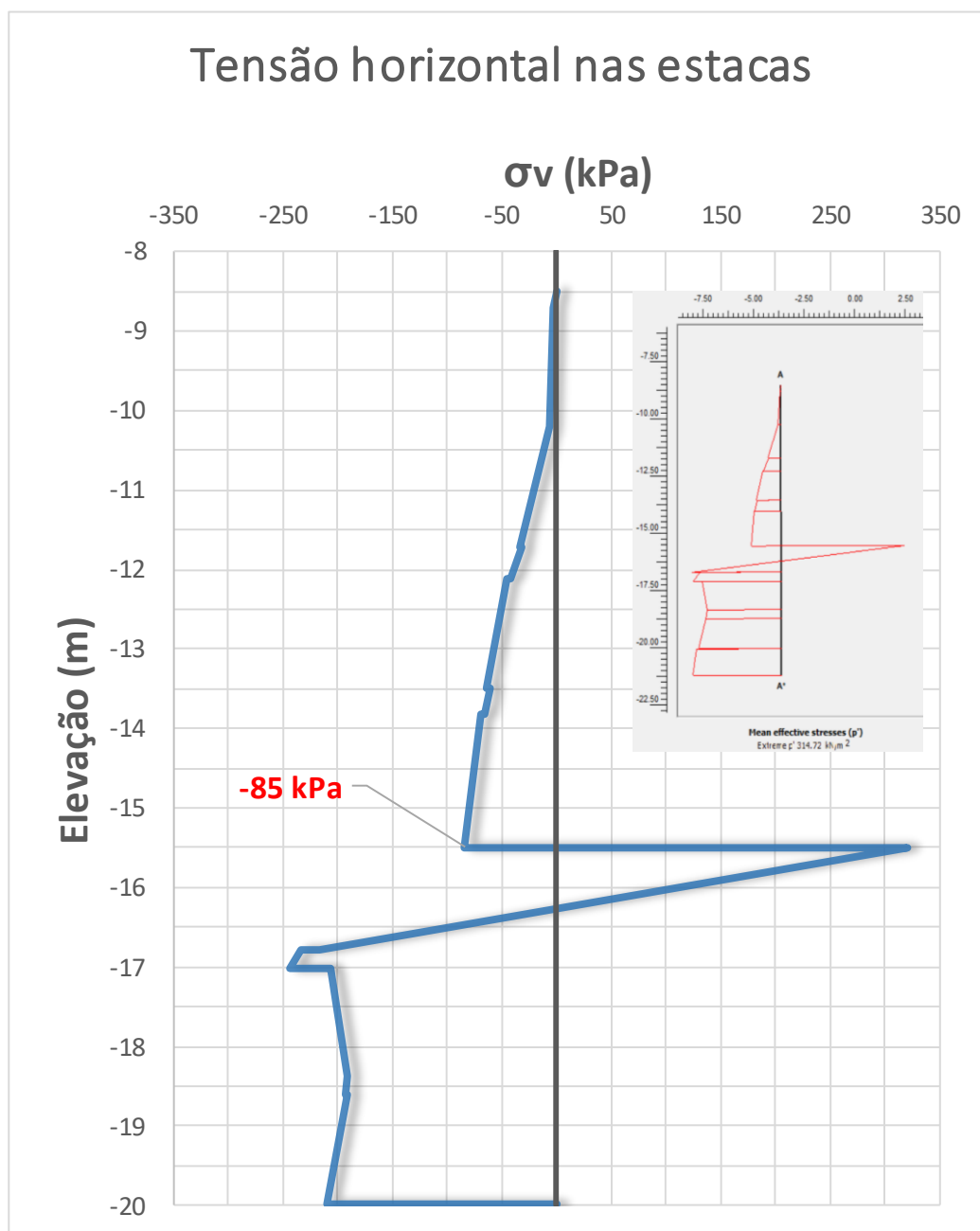


Figura 29 - Variação de Tensões Horizontais ao longo das contenções

O gráfico das tensões nessa região está indicado abaixo:



Estas tensões poderão ser incluídas na análise estrutural como tensões distribuídas ao longo da linha de estacas.

As tensões horizontais nesta área vão de 0 a 85 kN/m<sup>2</sup> entre -8,80m e -15,50m.

## 9 Análise dos parâmetros do solo e da estabilidade do cais

Para a avaliação dos parâmetros do solo, foi realizada uma análise da estabilidade global do cais.

Foi elaborado um modelo baseado no método das fatias no software Slope/W. Os resultados foram obtidos através do método rigoroso de Spencer.

Foram adotados os mesmos parâmetros dos materiais utilizados no modelo de elementos finitos e as mesmas sobrecargas consideradas na fase de utilização.

### 9.1 Avaliação da Estabilidade Pré-Obra

Estudou-se, inicialmente, o comportamento da situação atual, sem a expansão da plataforma. A intenção é a verificação da coerência dos parâmetros adotados.

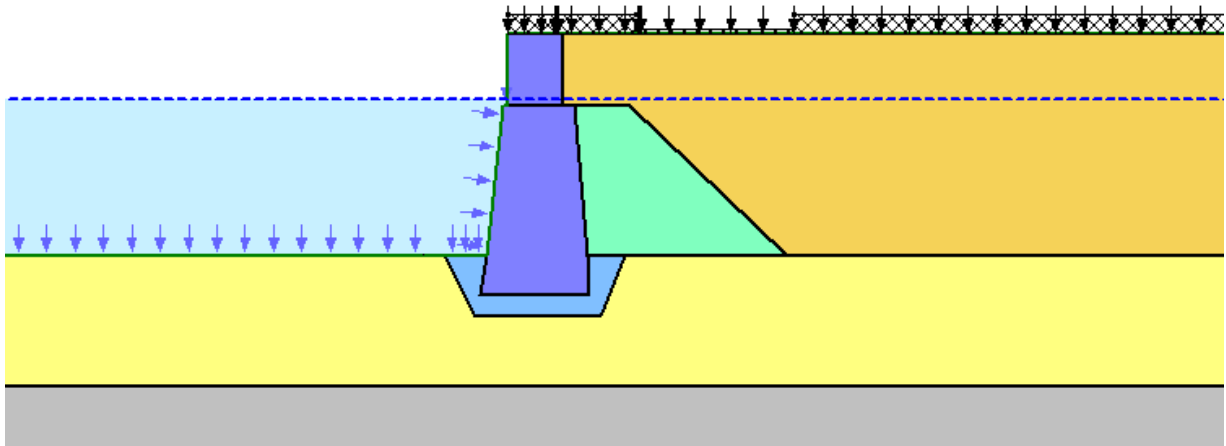
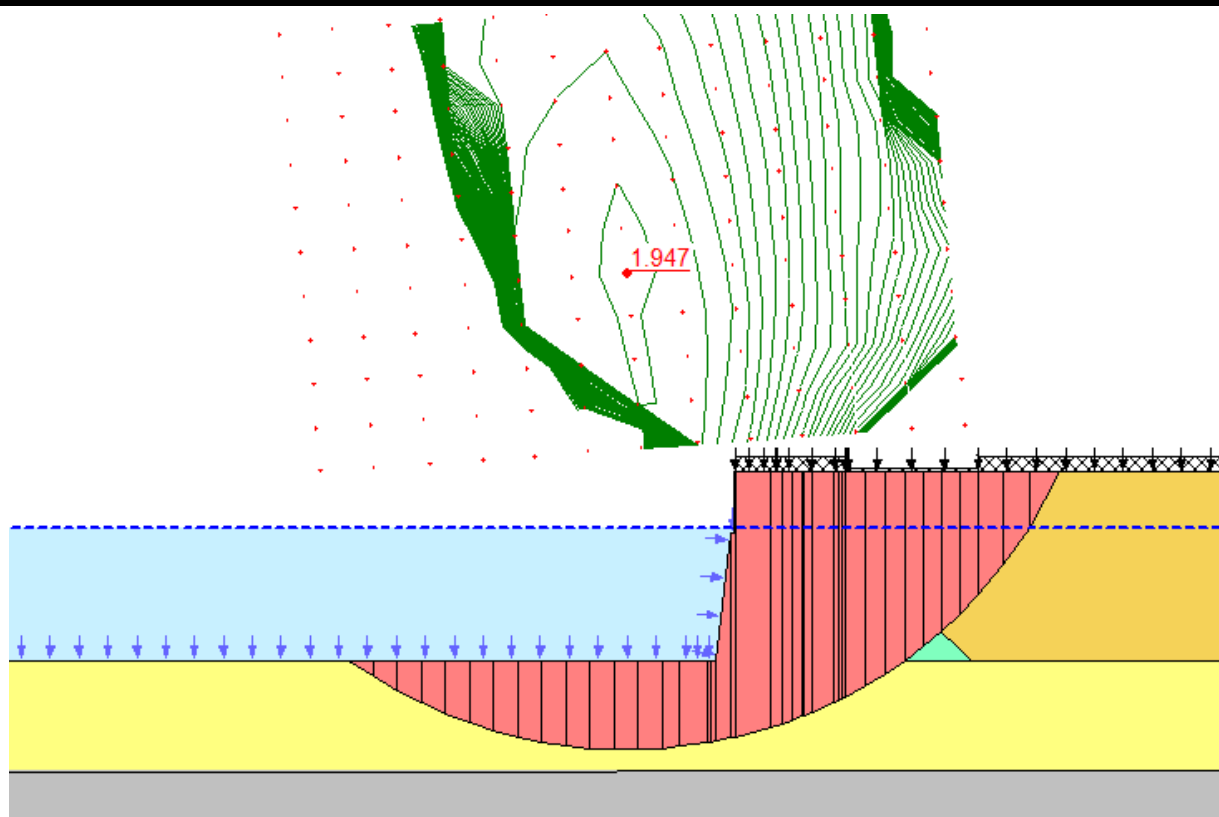


Figura 30 - Modelo de Análise de Estabilidade - Situação Pré-obra



**Figura 31 - Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Pré-Obra**

Foi estimado um Fator de Segurança  $FS = 1,95$ .

Mesmo após 100 anos da sua construção, acredita-se que o muro em concreto ciclópico e pedras de cantaria esteja em excelente estado, apesar de não estarem disponíveis melhores análises de sua integridade.

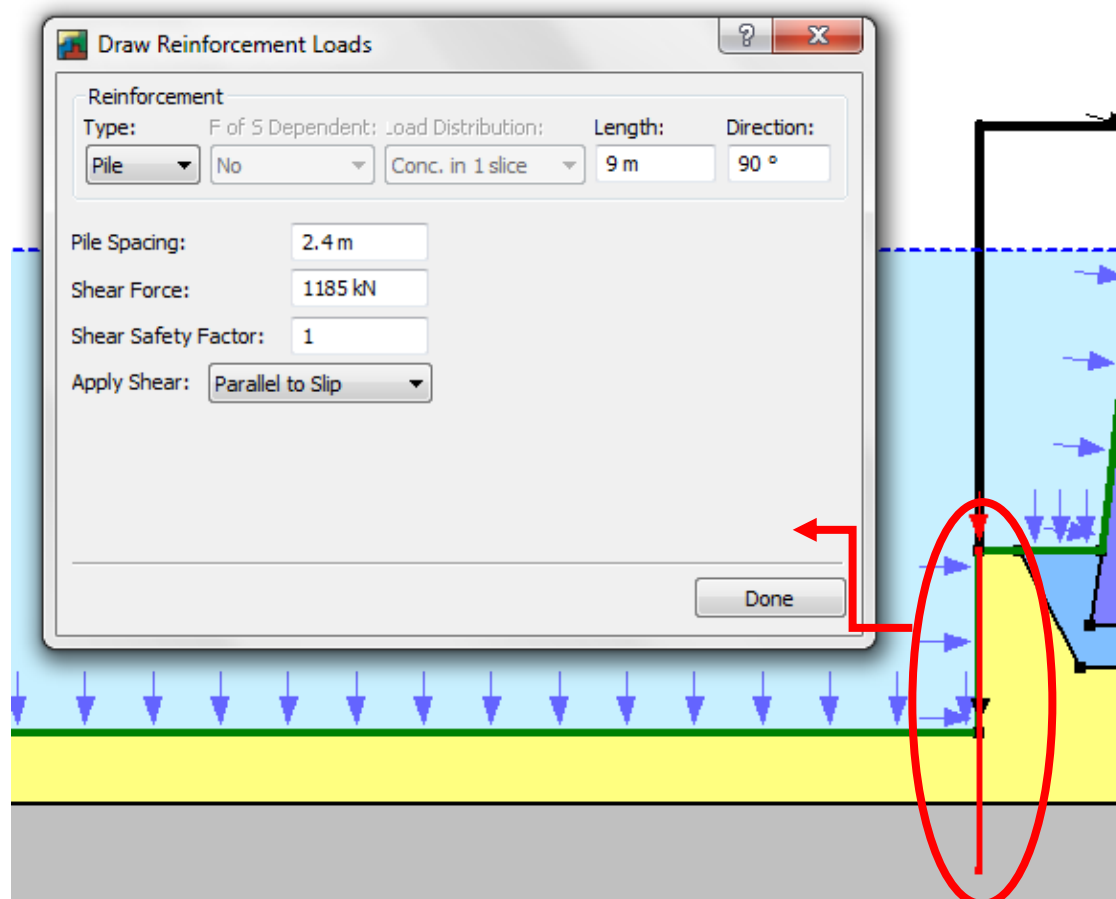
Consideramos, a princípio, o fator de segurança coerente com o esperado para o local.

Sendo assim, os parâmetros adotados para os materiais estão dentro de limites aceitáveis.

## 9.2 Avaliação da fase de Utilização pós-dragagem

Para estimar o Fator de Segurança da situação após o término da obra, foram adotadas as mesmas sobrecargas do item 7.1, além de elementos estruturais simbolizados no programa como reforços do tipo “*Reinforcement Loads*”, simuladas da seguinte forma:

### a) Efeito de Pino das Estacas



**Figura 32 - Aplicação do Efeito de Pino das Estacas**

Para análises de estabilidade, o efeito de Pino em superfícies de ruptura pode ser inserido como uma força de cisalhamento atuando paralela à superfície de ruptura no contato com a estaca.

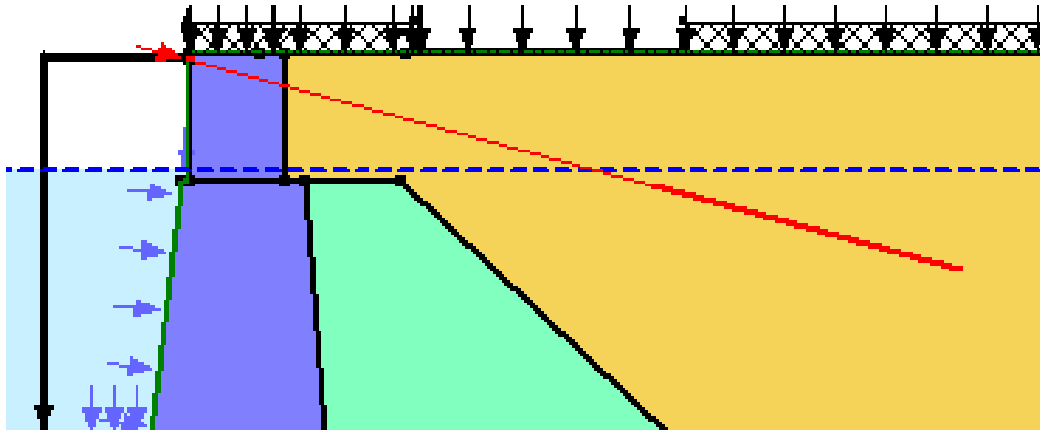
A carga Q aplicada no elemento Pile foi igual à estimada anteriormente na análise de tensão deformação no item 7.1.2 na situação de Utilização.



---

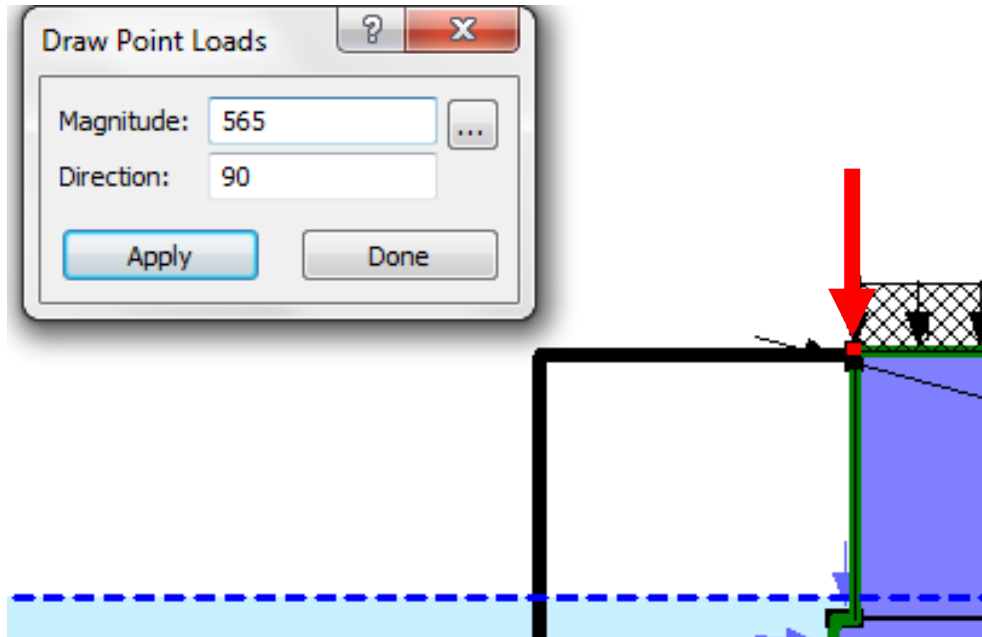
**b) Tirantes**

Foram aplicados reforços do tipo tirantes conforme projeto.

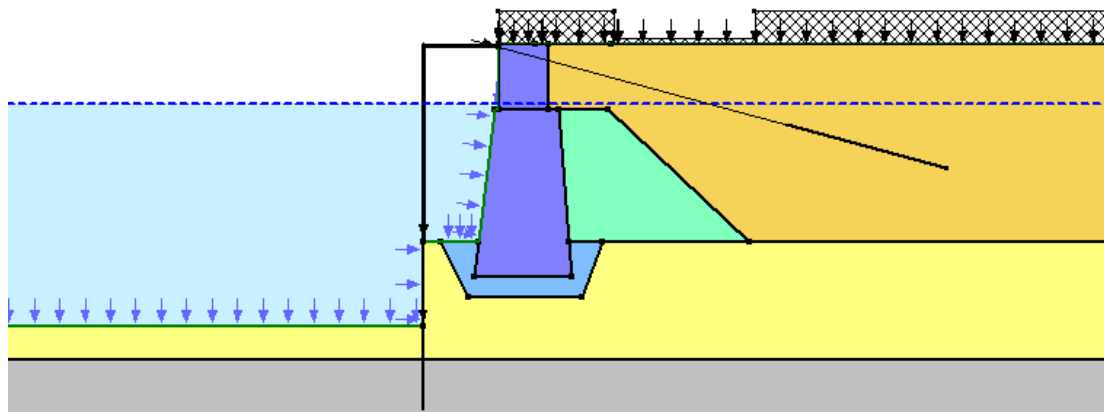


c) Esforços na Laje

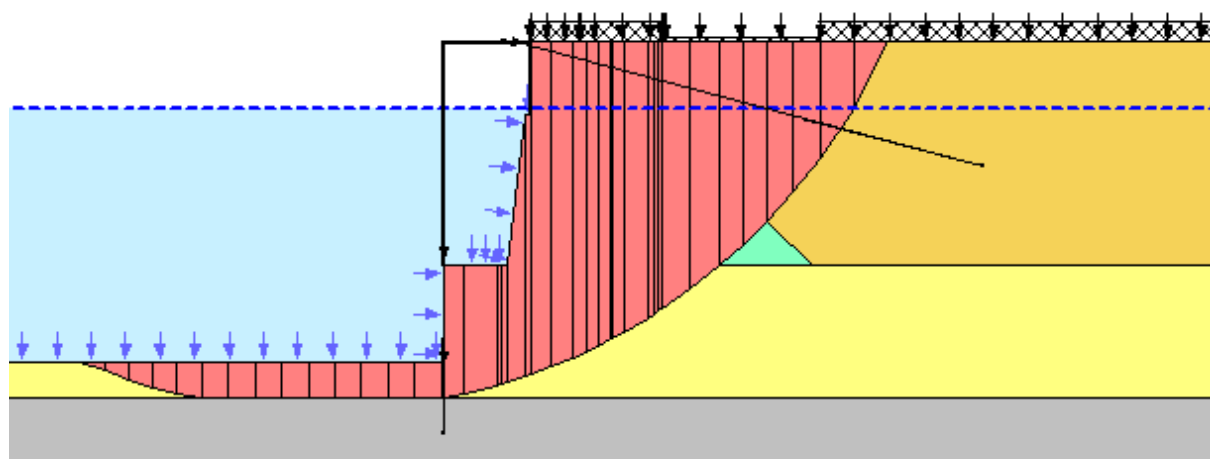
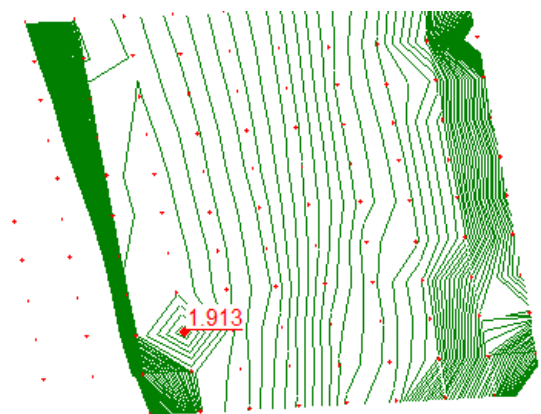
O esforço na laje levado até o muro foi incluído através de uma carga pontual de valor igual a sobrecarga atuante na plataforma. Esta força é instabilizante, portanto foi majorada para esta análise.



Chegou-se, então, ao seguinte modelo:



**Figura 33 - Modelo de Análise de Estabilidade - Situação Pós-obra**



**Figura 34 - Análise de Estabilidade - Superfície Crítica Pós-Obra**

$$FS = 1,91 > 1,50 \text{ (ok)}$$

## 10 Análise Estrutural

### 10.1 Geometria

Para determinação dos esforços, um trecho das estrutura foi modelada no programa SAP2000 como um pórtico espacial constituído de elementos de barra para as estacas e elementos finitos de casca para a laje.

Também foi modelado com elementos finitos de casca a linha de estacas raízes secantes, formando um arco apoiado nas estacas tubadas.

As figuras a seguir apresentam a estrutura do trecho modelado no programa.

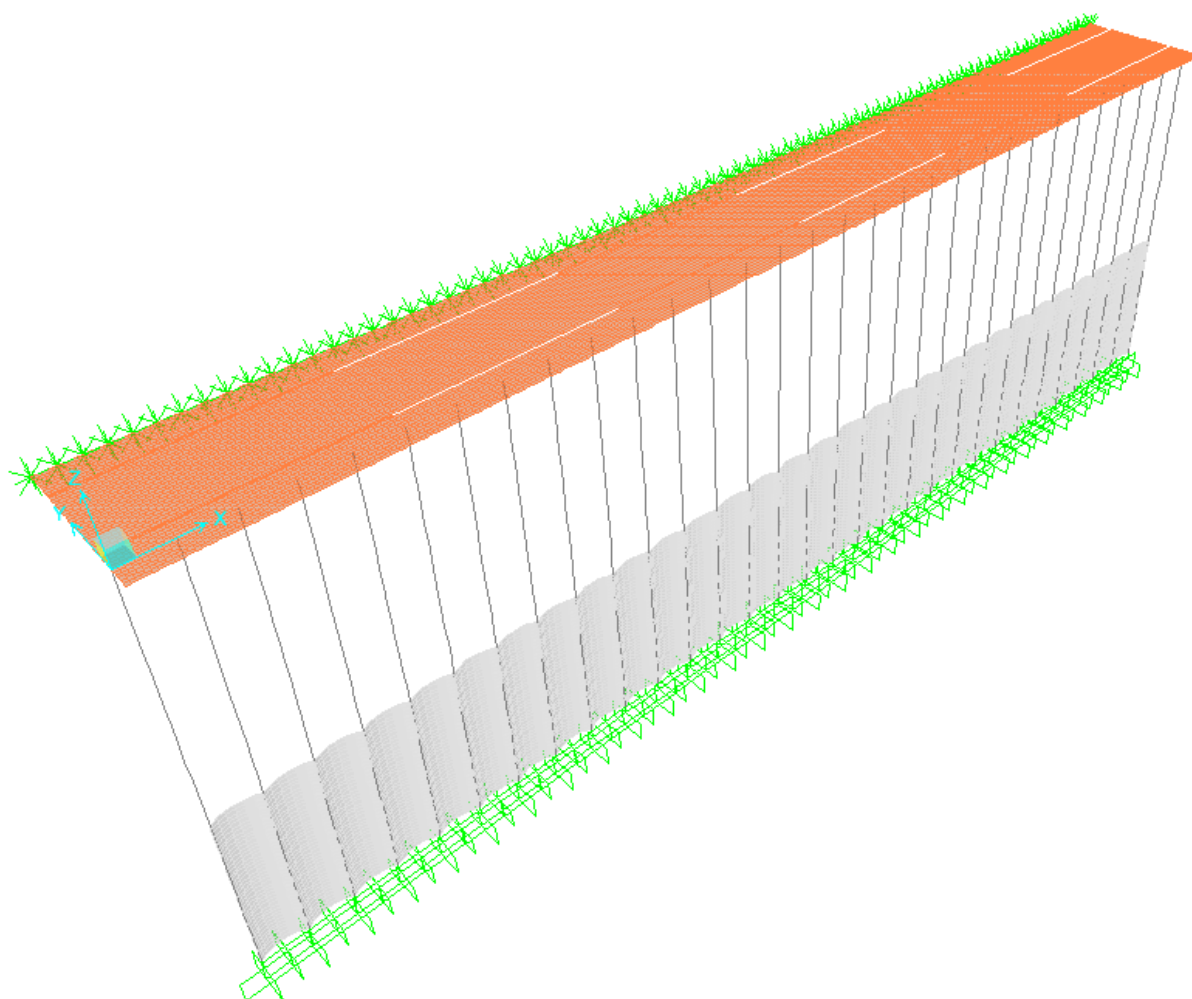
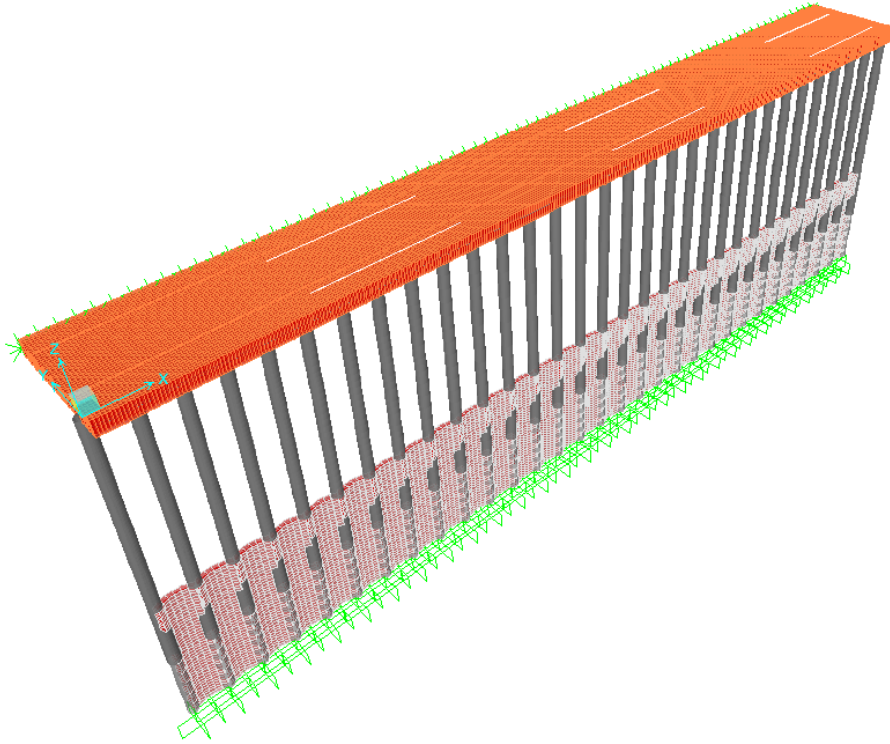
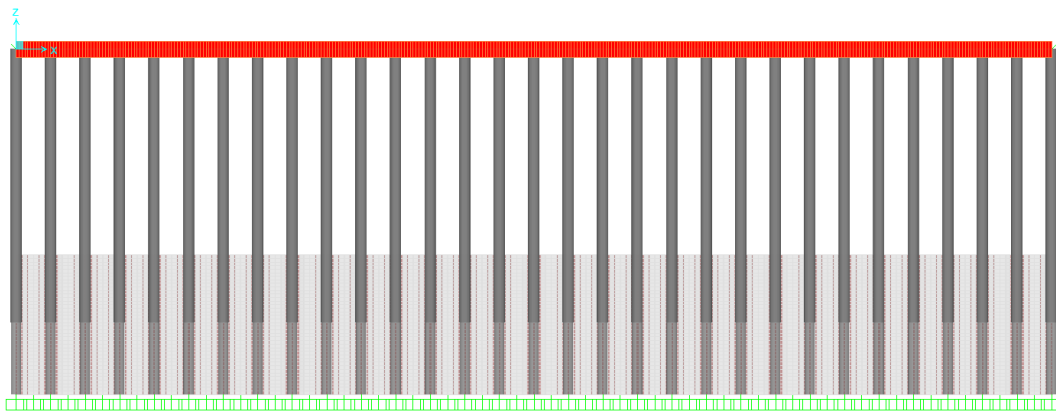


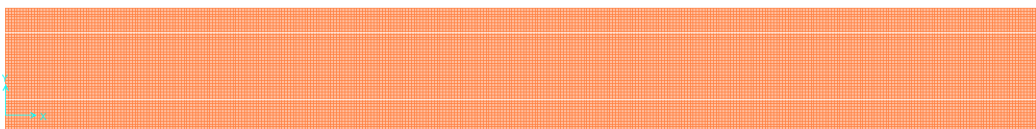
Figura 35 - Modelo Tridimensional em Elementos Finitos



**Figura 36 - Vista do Modelo Extrudado**



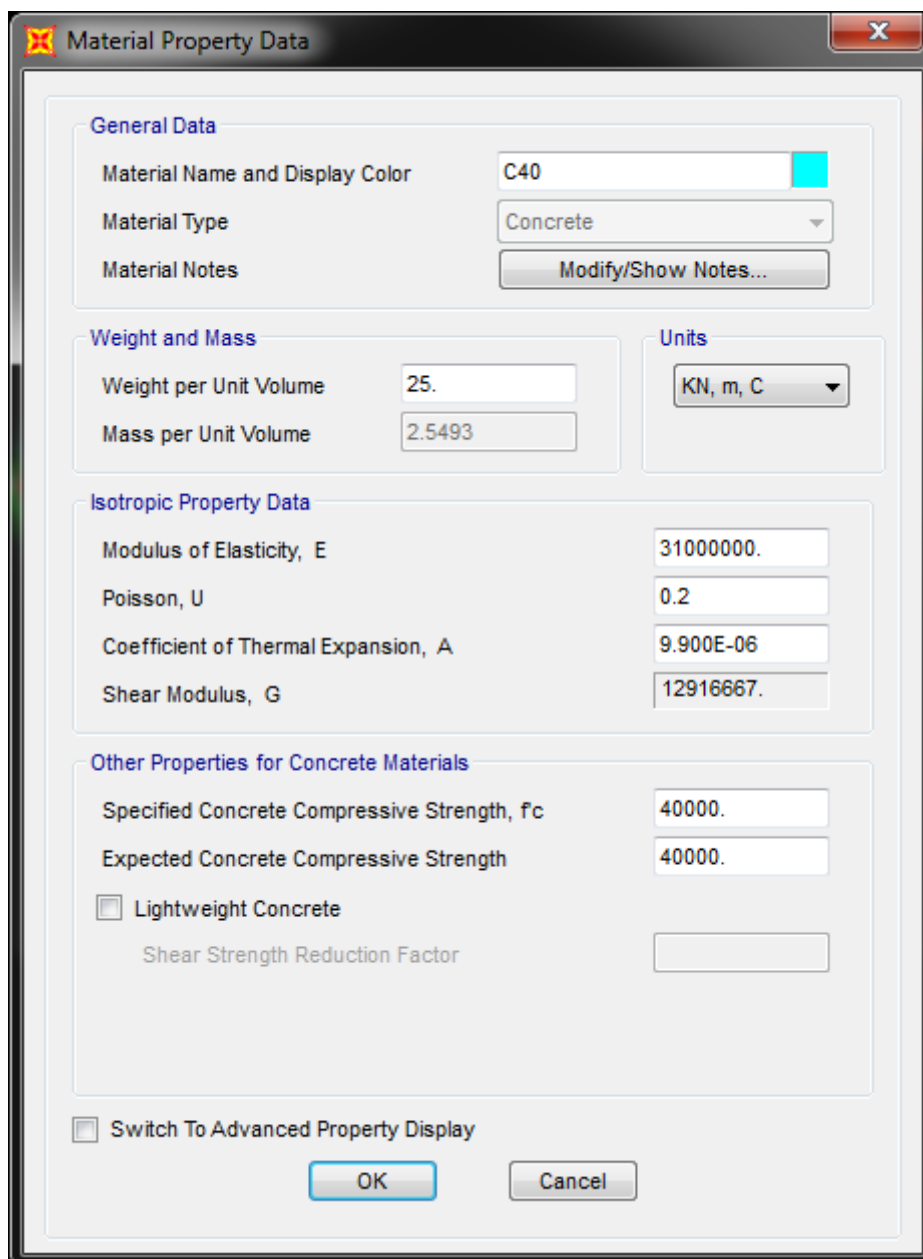
**Figura 37 - Vista Frontal do Modelo**



**Figura 38 - Planta do Modelo**

## 10.2 Propriedades dos Materiais

Para fins de dimensionamento a resistência admitida do concreto é de  $f_{ck} = 40 \text{ Mpa}$ .

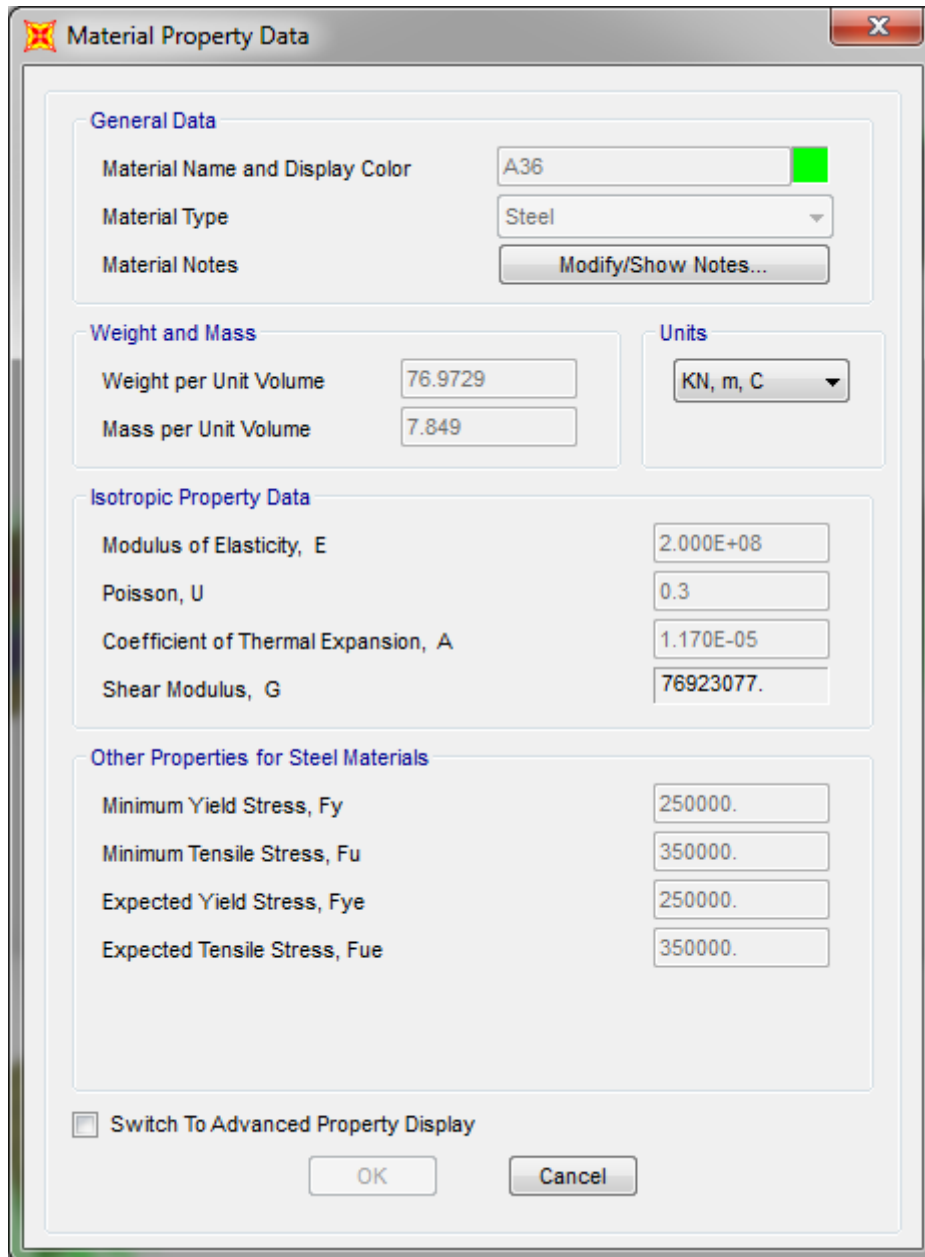


The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" with a close button (X) in the top right corner. The dialog is organized into several sections:

- General Data:**
  - Material Name and Display Color: C40 (with a cyan color swatch)
  - Material Type: Concrete (dropdown menu)
  - Material Notes: Modify/Show Notes... (button)
- Weight and Mass:**
  - Weight per Unit Volume: 25.
  - Mass per Unit Volume: 2.5493
- Units:**
  - Units: KN, m, C (dropdown menu)
- Isotropic Property Data:**
  - Modulus of Elasticity, E: 31000000.
  - Poisson, U: 0.2
  - Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
  - Shear Modulus, G: 12916667.
- Other Properties for Concrete Materials:**
  - Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 40000.
  - Expected Concrete Compressive Strength: 40000.
  - Lightweight Concrete
    - Shear Strength Reduction Factor: (empty text box)
- Switch To Advanced Property Display:**
  - Switch To Advanced Property Display

At the bottom of the dialog are two buttons: "OK" and "Cancel".

Figura 39 - Propriedades do concreto empregado na obra



**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: A36

Material Type: Steel

Material Notes: [Modify/Show Notes...](#)

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 76.9729

Mass per Unit Volume: 7.849

**Units**

KN, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus of Elasticity, E: 2.000E+08

Poisson, U: 0.3

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 76923077.

**Other Properties for Steel Materials**

Minimum Yield Stress, Fy: 250000.

Minimum Tensile Stress, Fu: 350000.

Expected Yield Stress, Fye: 250000.

Expected Tensile Stress, Fue: 350000.

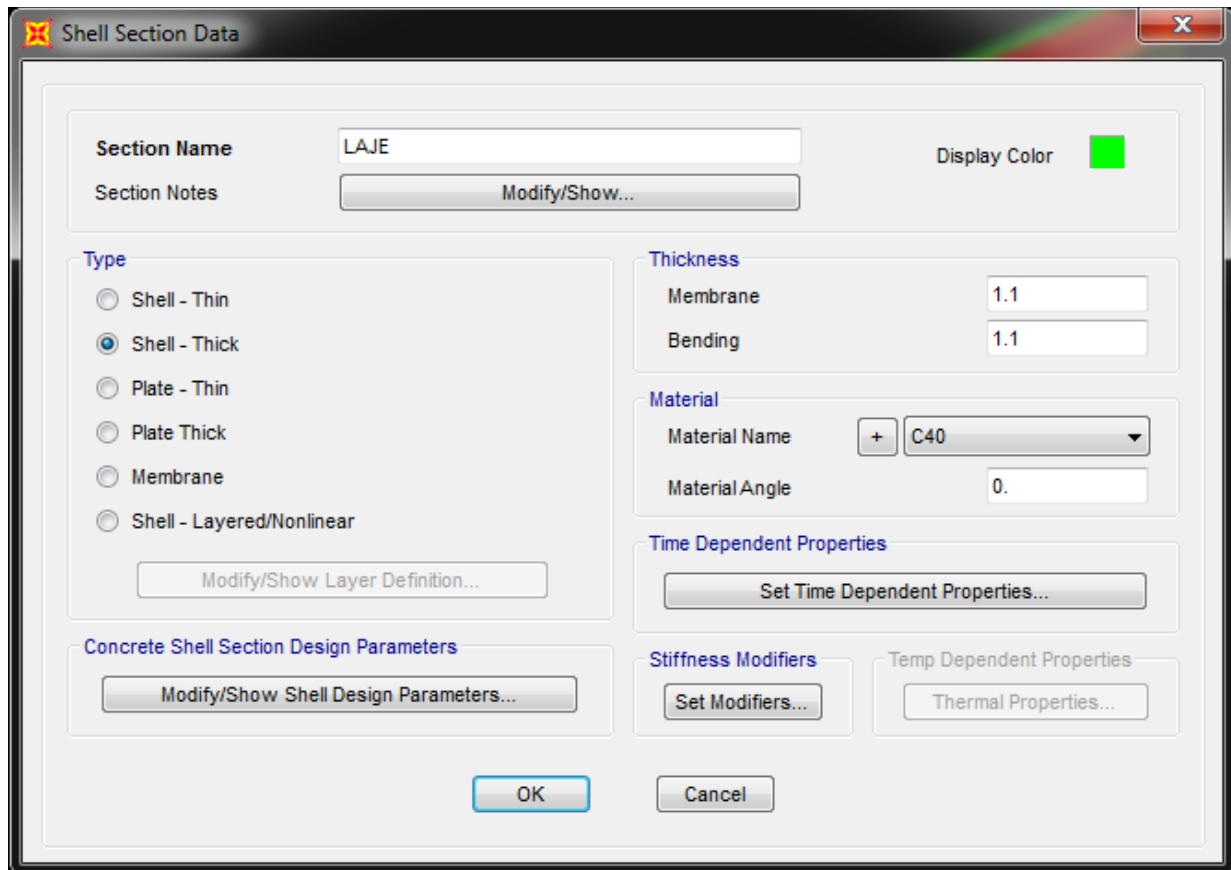
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

**Figura 40 - Propriedades do aço empregado nas estacas**

## 10.3 Propriedades das Seções dos elementos

### 10.3.1 Lajes



Shell Section Data

Section Name: LAJE

Section Notes: Modify/Show...

Display Color: ■

Type:

- Shell - Thin
- Shell - Thick
- Plate - Thin
- Plate Thick
- Membrane
- Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Thickness:

Membrane: 1.1

Bending: 1.1

Material:

Material Name: + C40

Material Angle: 0

Time Dependent Properties:

Set Time Dependent Properties...

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers:

Set Modifiers...

Temp Dependent Properties:

Thermal Properties...

OK Cancel

Figura 41 - Propriedades da seção da laje (h = 110cm) – unidades em metros





Para o dimensionamento, o trecho superior da estaca D=80cm foi desconsiderada a camisa metálica devido à possível corrosão.

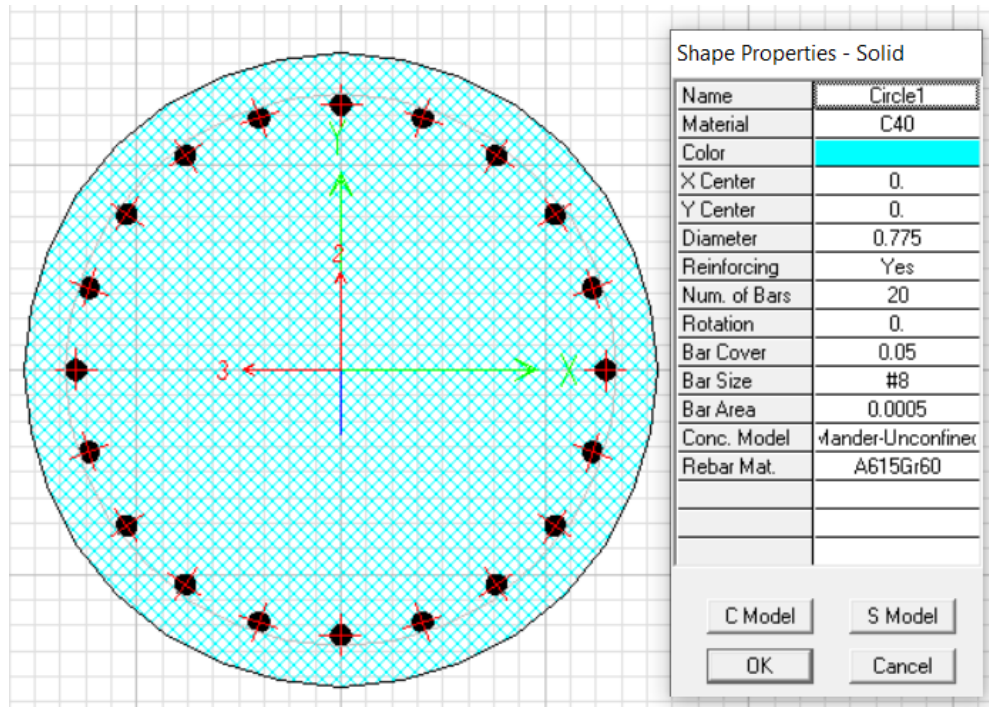


Figura 43 - Propriedades da Estaca (com corrosão total da camisa)

O trecho submerso até o fim da camisa consta de estaca completa de 80cm (concreto e camisa metálica de 12,5mm).

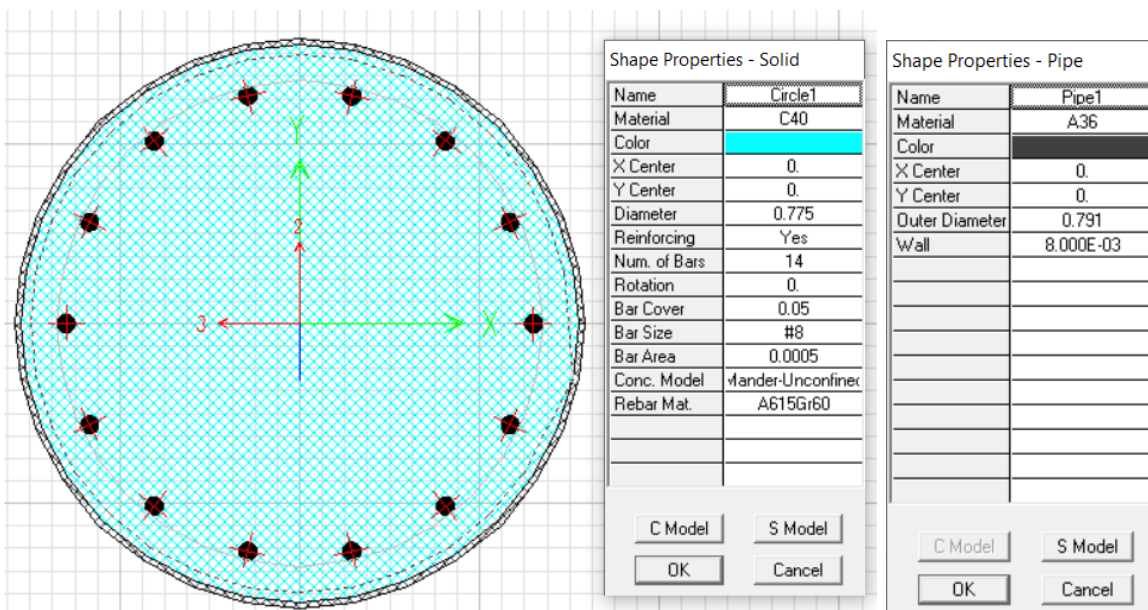


Figura 44 - Propriedades da Estaca (com corrosão parcial da camisa)

A seção pinada em rocha com  $D=70\text{cm}$  é representada abaixo:

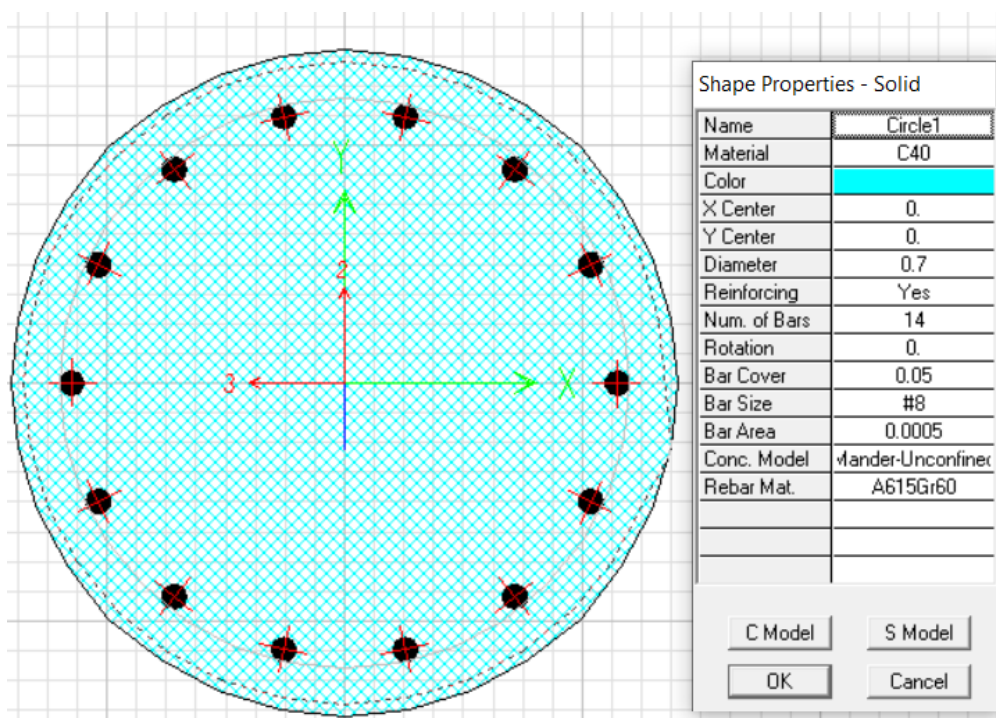
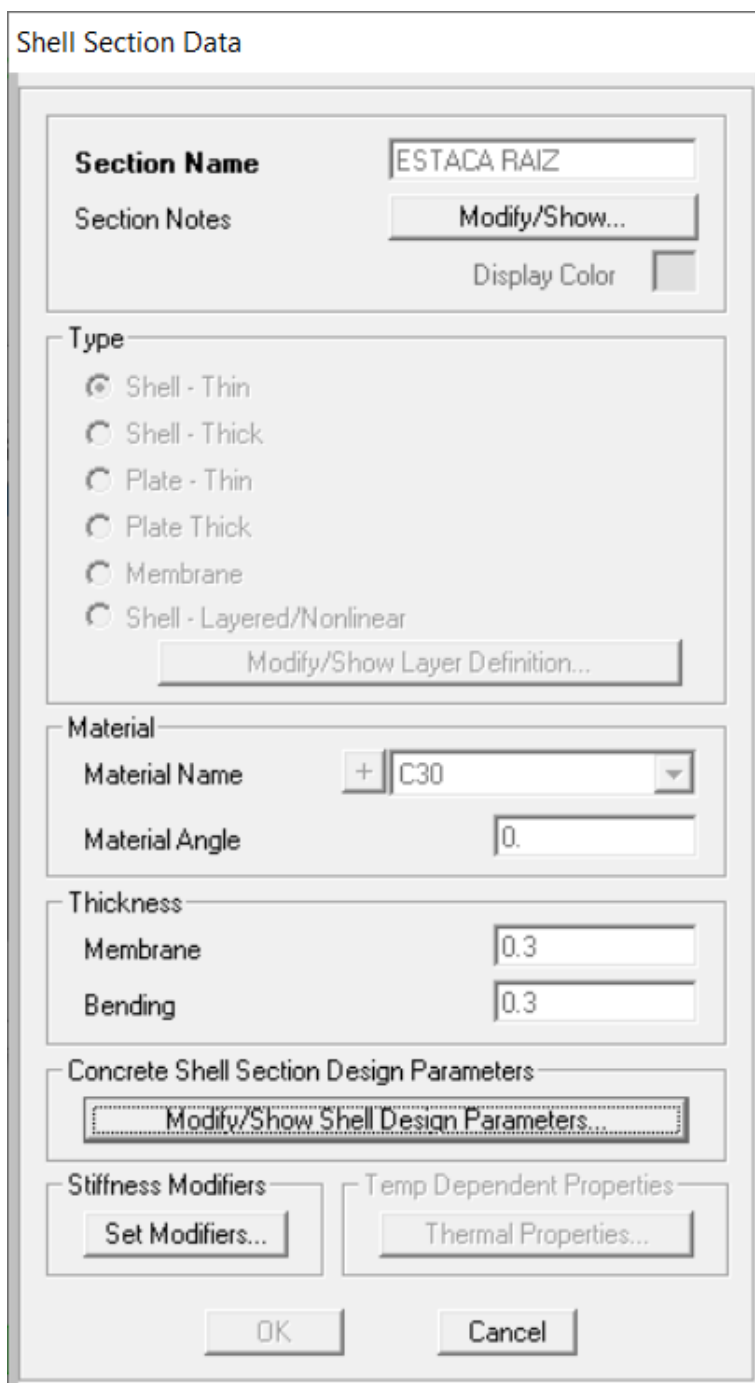


Figura 45 - Propriedades da Estaca Pinada em Rocha

### 10.3.3 Estacas Raízes

A cortina de estacas raízes foi dimensionada como elemento de Shell com espessura de 30cm, a favor da segurança e inseridas entre as estacas tubadas.

Para o dimensionamento, o concreto das estacas foi admitido com  $f_{ck} = 30\text{MPa}$ .



Shell Section Data

**Section Name** ESTACA RAIZ

Section Notes

Display Color

**Type**

Shell - Thin

Shell - Thick

Plate - Thin

Plate Thick

Membrane

Shell - Layered/Nonlinear

**Material**

Material Name  C30

Material Angle 0

**Thickness**

Membrane 0.3

Bending 0.3

**Concrete Shell Section Design Parameters**

**Stiffness Modifiers**

**Temp Dependent Properties**

Figura 46 - Propriedades das estaca raízes definida no modelo. - Unidades em metro

## 10.4 Carregamentos atuantes

### 10.4.1 Peso próprio

A carga de peso próprio é definida automaticamente pelo software considerando o peso específico definido para cada material.

### 10.4.2 Sobrecarga distribuída

Foi aplicada uma sobrecarga distribuída ao longo de toda a estrutura, conforme definido no item 6.2.

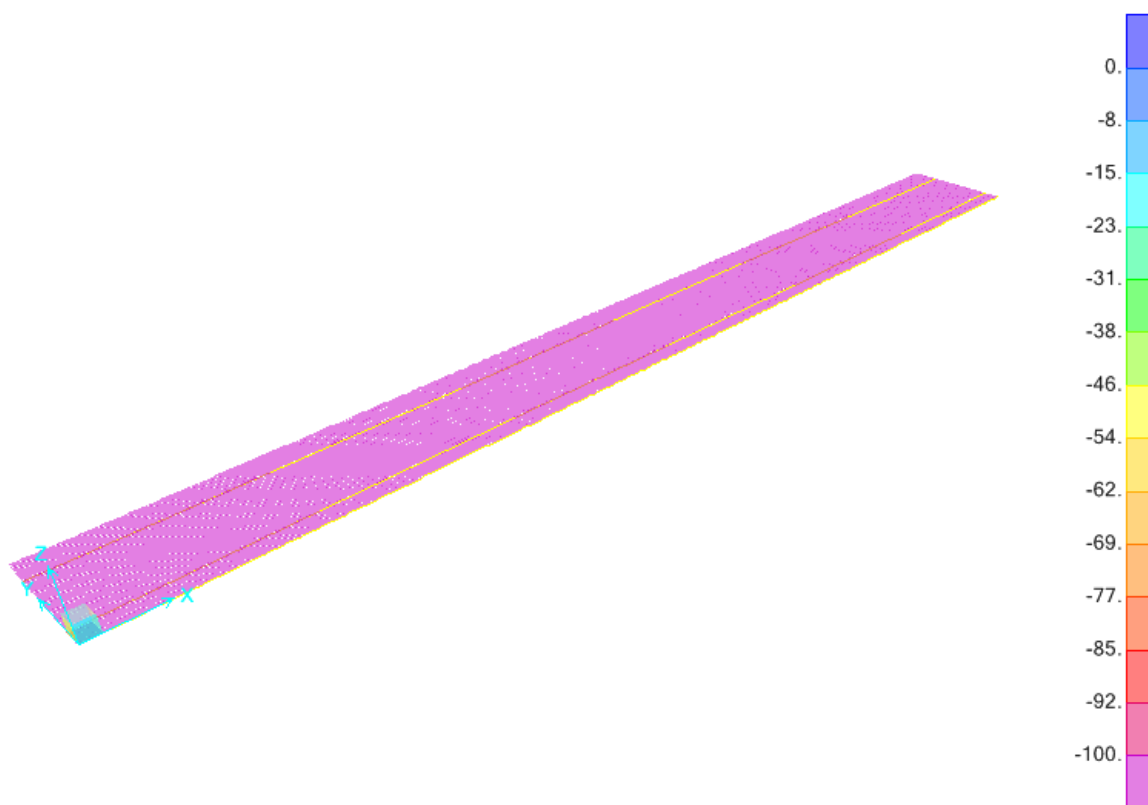
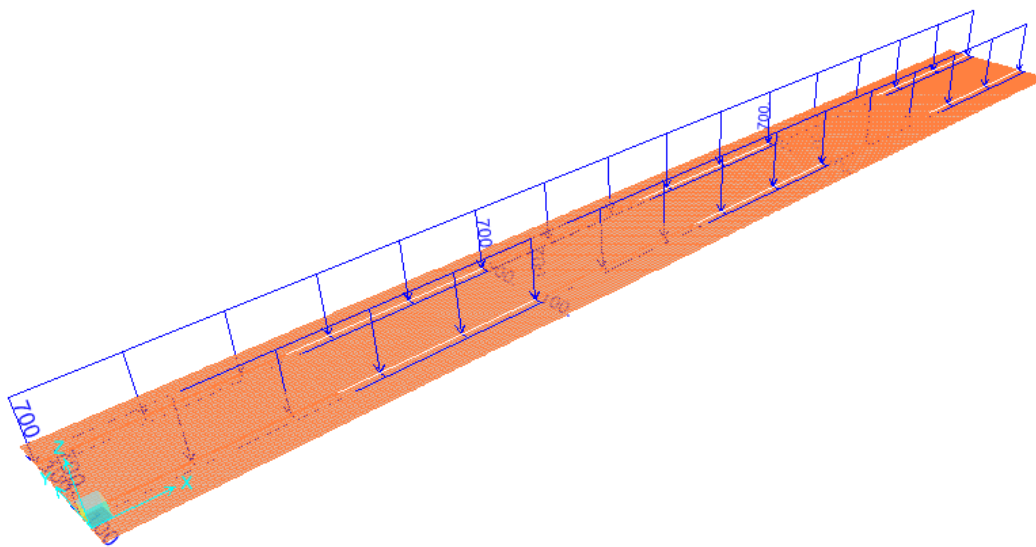


Figura 47 - Sobrecarga distribuída sobre a laje (100,00kN/m<sup>2</sup>)

### 10.4.3 ShipUnloader

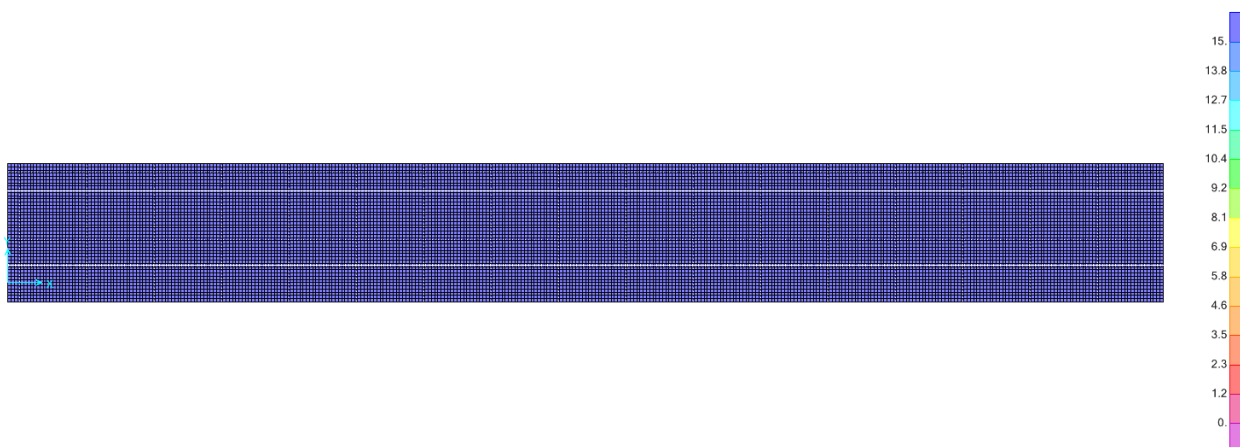
A carga do ShipUnloader agindo sobre os trilhos foi aplicada como uma carga distribuída ao longo de toda a estrutura conforme definido no item 6.3



**Figura 48 - Carregamento do ShipUnloader considerado nas análises.  
(V=700,00kN/m -H=100,00kN/m)**

### 10.4.4 Variação de Temperatura

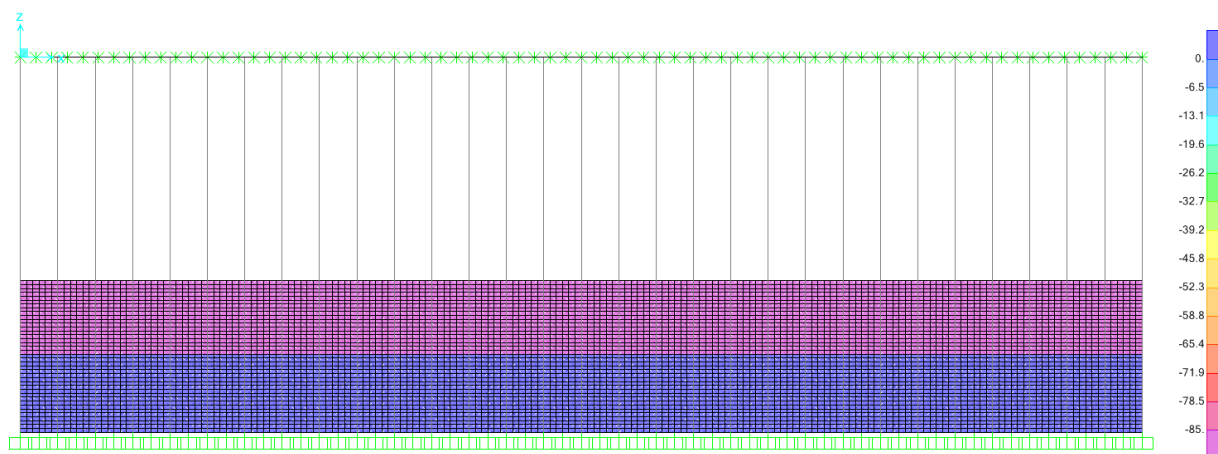
Foi aplicada uma variação de temperatura em toda a superestrutura do cais



**Figura 49 - Variação de Temperatura ( $\pm 15^{\circ}\text{C}$ )**

### 10.4.5 Empuxo

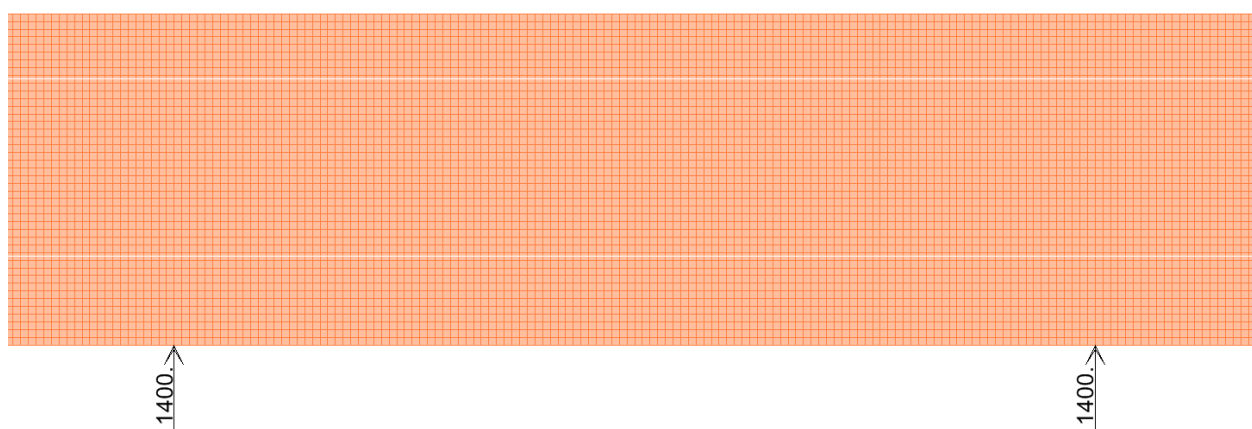
De forma conservadora foi considerado empuxo uniformemente distribuído atuando sobre a linha de estacas e estacas raízes secantes até o topo rochoso.



**Figura 50 - Empuxo atuando sobre a linha de estacas e estacas raízes secantes (0 - 85kN/m<sup>2</sup>)**

### 10.4.6 Atracção

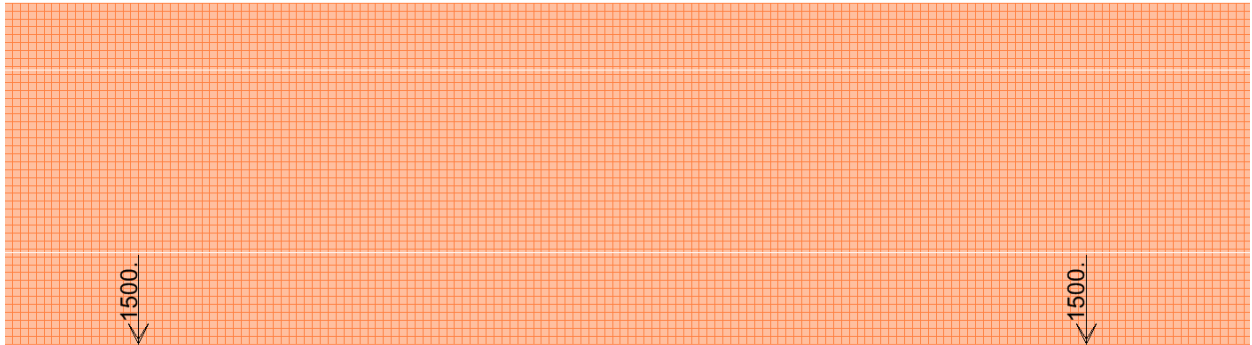
Foi aplicada a carga de reação nas defensas conforme calculado no Anexo1. As cargas foram aplicadas a cada 24m.



**Figura 51 - Atracção do navio (Reação nas defensas = 1400,00kN)**

### 10.4.7 Amarração

Foi aplicada carga de amarração do cabeços de 1500,00kN ao longo do cais espaçadas de 24m

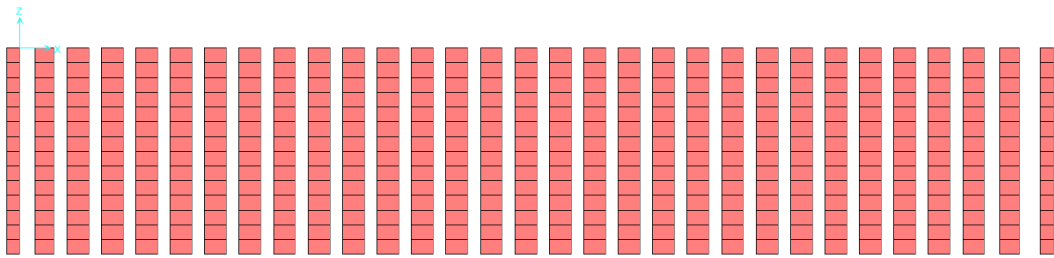


**Figura 52 - Carregamento de amarração nos cabeços (1500,00kN)**

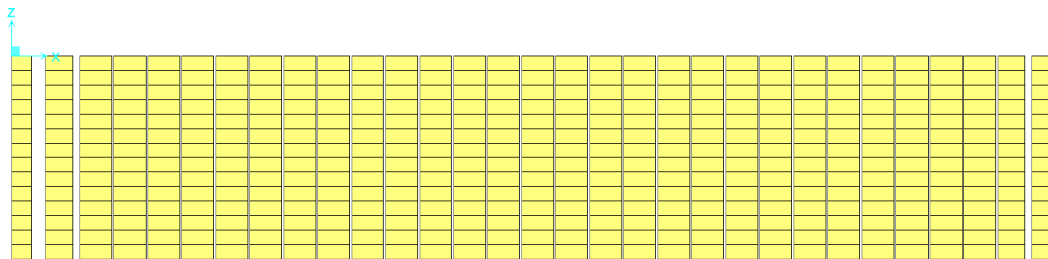


## 10.5 Esforços atuantes

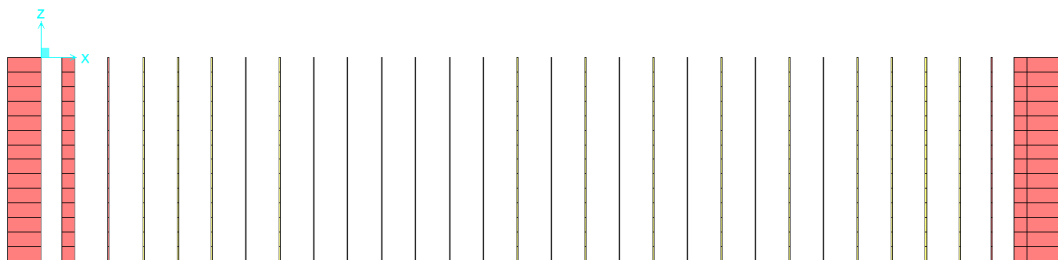
As figuras a seguir mostram os diagramas de esforços solicitantes em um trecho da estrutura para os diferentes casos de carregamento. Os diagramas em vermelho representam cargas de compressão, enquanto que os diagramas em amarelo representam cargas de tração.



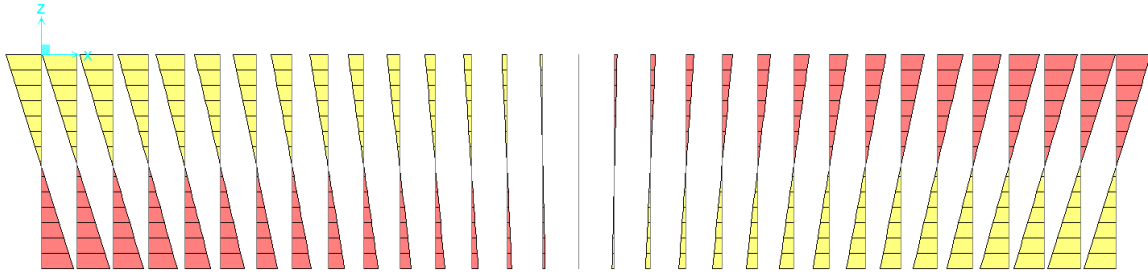
**Figura 53 – Diagrama de esforço normal na estaca tubada - Sobrecarga**



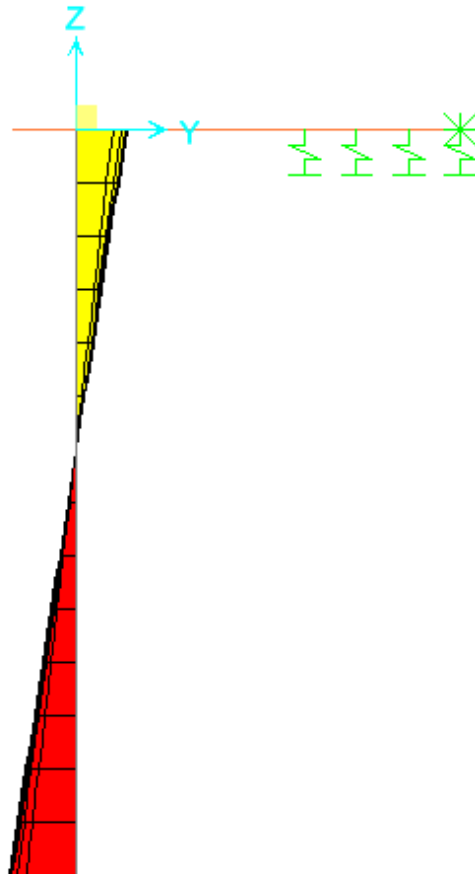
**Figura 54 - Diagrama de esforço normal na estaca tubada - Empuxo**



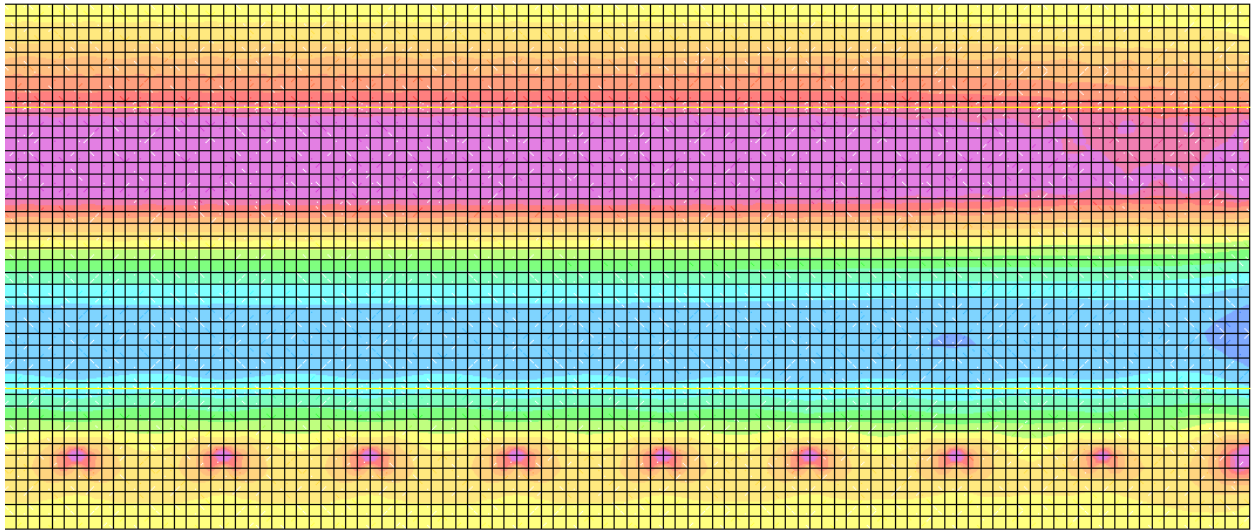
**Figura 55 - Diagrama de esforço normal na estaca tubada - Variação de temperatura**



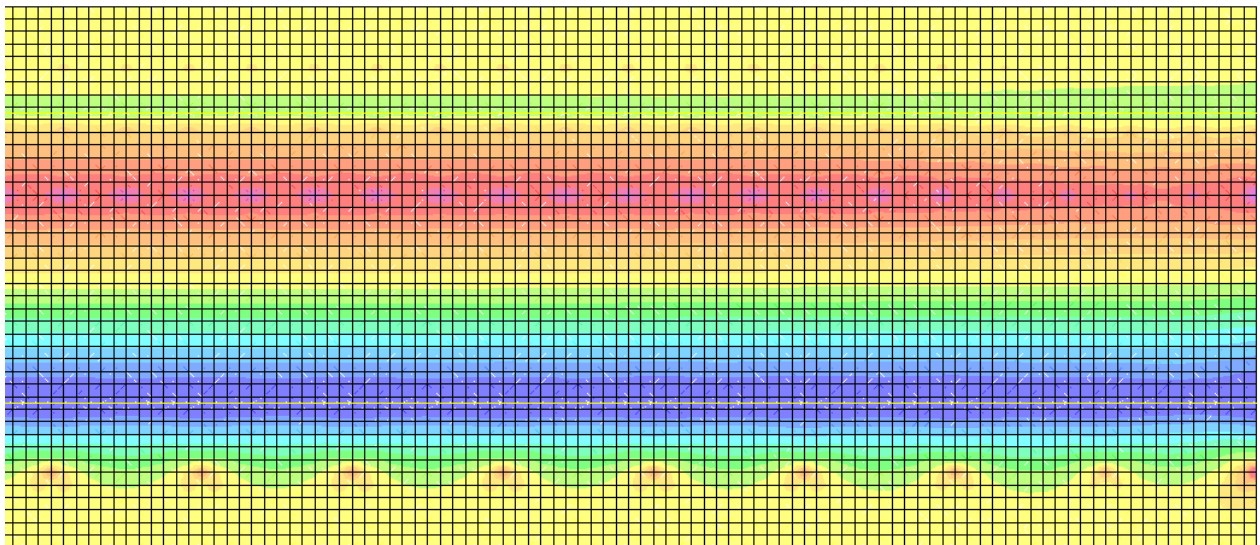
**Figura 56 - Diagramas de momentos fletores – Variação térmica**



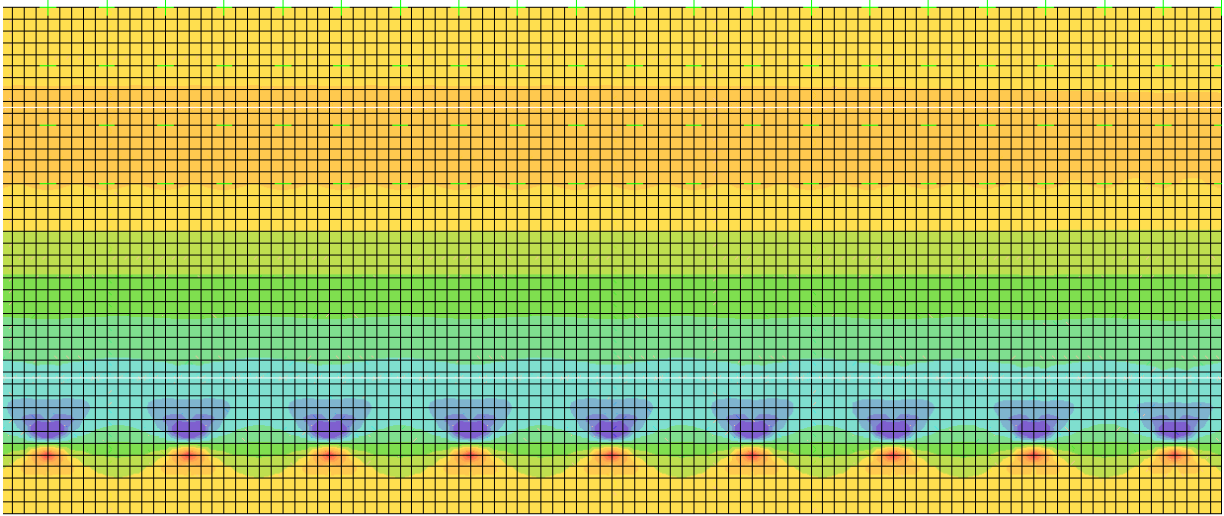
**Figura 57 - Diagramas de momentos fletores – Empuxo**



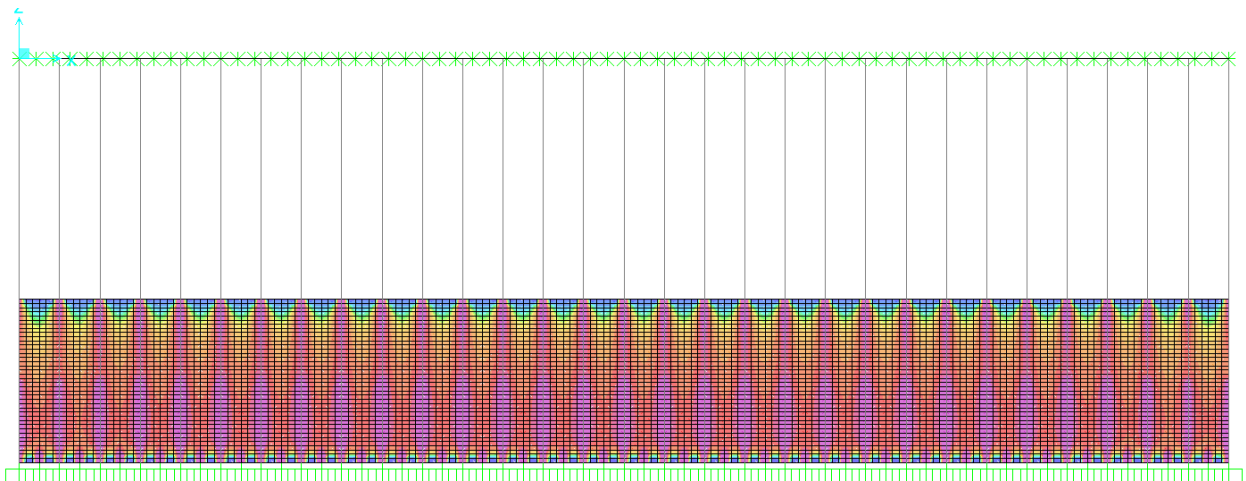
**Figura 58 – Momentos fletores na laje – Sobrecarga**



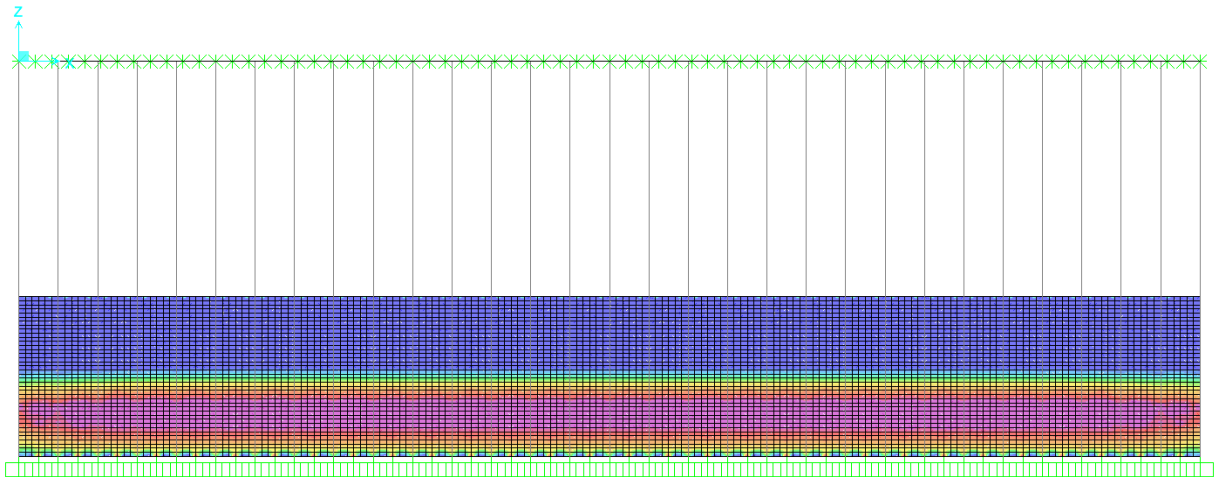
**Figura 59 – Momentos fletores na laje – ShipUnloader**



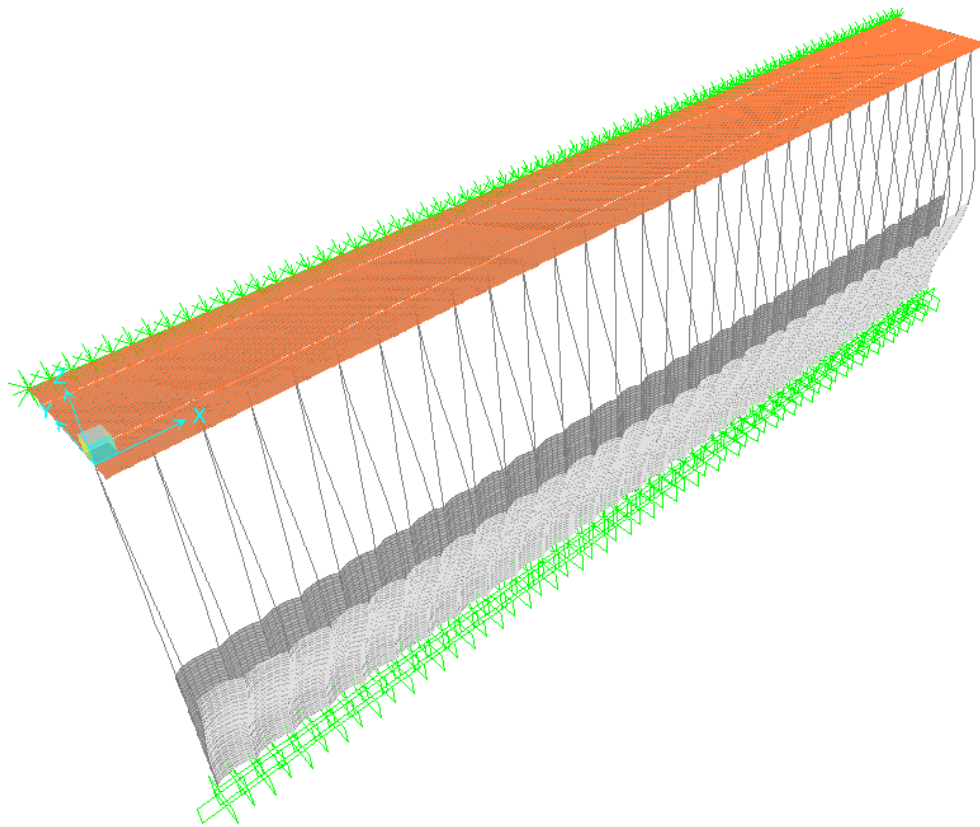
**Figura 60 - Momentos fletores na laje - Empuxo**



**Figura 61 - Esforços axiais nas estacas raízes - Sobrecarga**



**Figura 62 - Momentos fleores nas estacas raízes - Empuxo**



**Figura 63 - Deslocamentos - Empuxo**

## 10.6 Combinação de Carregamentos

As cargas atuantes são combinadas para a verificação do Estado Limite de Utilização (ELU) utilizando-se a combinação normal de ações. De acordo com a NBR8681, a combinação normal é definida como:

$$F_d = \gamma_g F_g + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_0 F_{qjk}) + \gamma_\varepsilon \Psi_0 F_e \quad (1)$$

Onde:

$F_g$ ,  $F_q$  e  $F_e$  são os valores característicos das cargas permanentes, variáveis e provenientes de variação de temperatura, respectivamente;

$\gamma_g$ ,  $\gamma_q$  e  $\gamma_z$  são os coeficientes de majoração de cargas permanentes, variáveis e provenientes de variação de temperatura, respectivamente;

$\psi_0$  é o coeficiente de minoração das ações variáveis que leva em consideração a baixa probabilidade da ocorrência da aplicação simultânea de todas as cargas. O valor de  $\psi_0$  é fixado em 0,80 para ações variáveis em geral e em 0,60 para ações decorrentes da variação uniforme de temperatura.

Os valores dos coeficientes de majoração fixados pela norma para a combinação normal de carregamentos e adotados nesta memória são:

**Tabela 1 – Valores dos coeficientes de majoração de cargas**

Efeitos	Cargas permanentes ( $\gamma_g$ )	Cargas variáveis ( $\gamma_q$ )	Cargas de temperatura ( $\gamma_\varepsilon$ )
Desfavoráveis	1,35 / 1,4*	1,5	1,2
Favoráveis	1,0	0,0	1,0

\*O valor adotado para as cargas permanenetes é de 1,35 para peso próprio da estrutura e 1,4 para demais cargas permanentes (empuxo).

**Tabela 2 – Valores dos fatores de combinação para as ações variáveis**

Ação	Temperatura	$\Psi_0$	0,6

---

Foram adotadas as seguintes combinações de carga:

- 1-PP+EMP
- 2-PP+SC+EMP
- 3-PP+SHIP+EMP
- 4-PP+AT+EMP
- 5-PP+AM+EMP
- 6-PP+TEMP+EMP
- 7-PP+SC+EMP+TEMP
- 8-PP+SHIP+EMP+TEMP
- 9-PP+AT+EMP+TEMP
- 10-PP+AM+EMP+TEMP

Notação:

PP = Peso próprio; SC = Sobrecarga; SHIP = ShipUnloader; AT = Atracação na defesa; AM = Esforço de amarração no cabeço; EMP = Empuxo; TEMP = Gradiente térmico

---

## 10.7 Resumo dos Esforços

A seguir é apresentado quadro com resumo dos principais esforços sobre os elementos estruturais.

Os elementos estruturais considerados nesta análise foram as estacas tubadas, estacas raízes e a laje.

### 10.7.1 Estacas Tubadas

- Cargas de Trabalho (ELS – Estado Limite de Serviço)

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELS			
Elemento estrutural	Esforço	Valor	Combinação Encontrada
<b>Estaca com Corrosão</b>	Compressão (kN)	<b>-2.054</b>	ELS - PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>640</b>	ELS - PP+SHIP+EMP
<b>Estaca com Tubo</b>	Compressão (kN)	<b>-2.170</b>	ELS - PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>820</b>	ELS - PP+SHIP+EMP
<b>Estaca Pinada em Rocha</b>	Compressão (kN)	<b>-2.380</b>	ELS - PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>477</b>	ELS - PP+SHIP+EMP

O valor da carga de trabalho da estaca é de 2.380 kN.

- ELU – Estado Limite Último

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELU			
Elemento estrutural	Esforço	Valor	Combinação Encontrada
<b>Estaca com Corrosão</b>	Compressão (kN)	<b>-3.317</b>	PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>897</b>	PP+SHIP+EMP
<b>Estaca com Tubo</b>	Compressão (kN)	<b>-3.506</b>	PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>1.150</b>	PP+SHIP+EMP
<b>Estaca Pinada em Rocha</b>	Compressão (kN)	<b>-3.455</b>	PP+SHIP+EMP
	Momento (kNm)	<b>667</b>	PP+SHIP+EMP



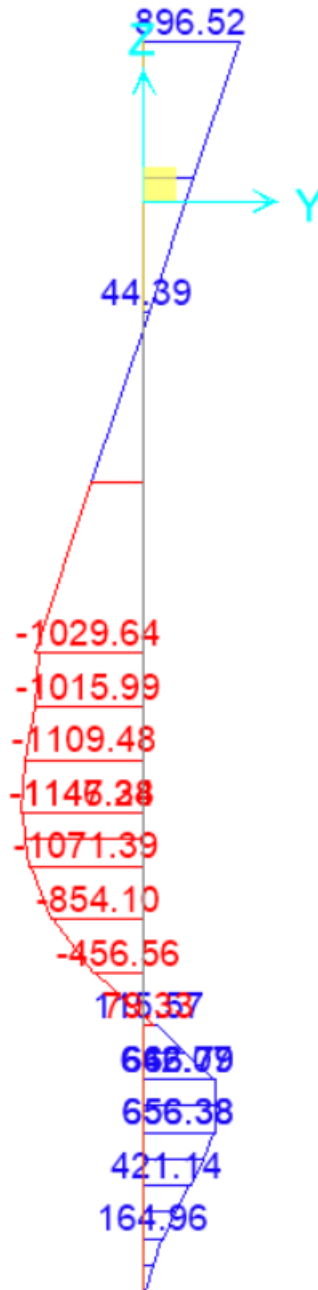


Figura 64 - Diagrama de Momentos Fletores mais críticos – ELU

## 10.7.2 Estacas Raízes

- ELU – Estado Limite Último

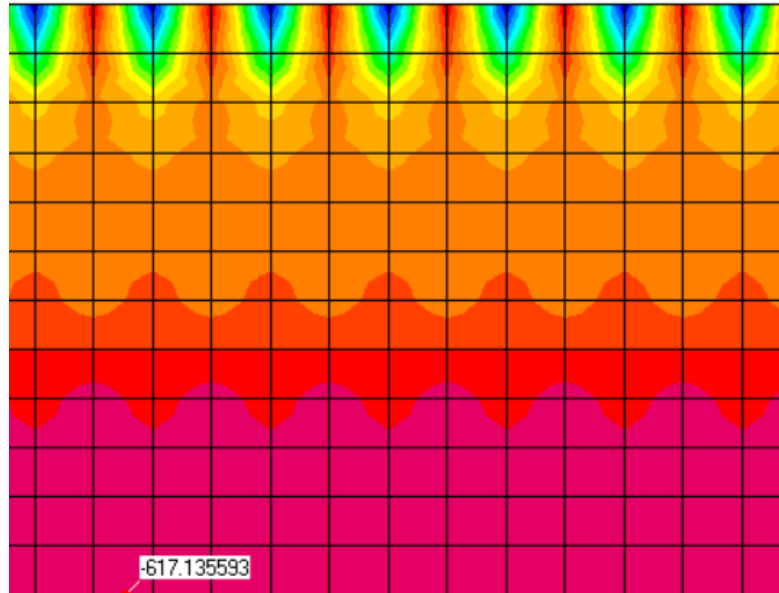


Figura 65 - Carga Vertical \_ Estacas Raízes

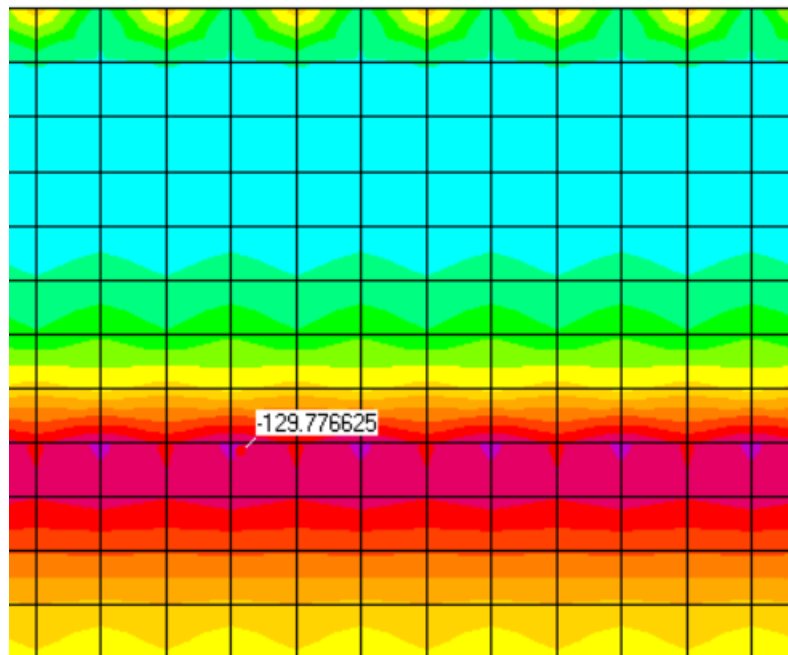
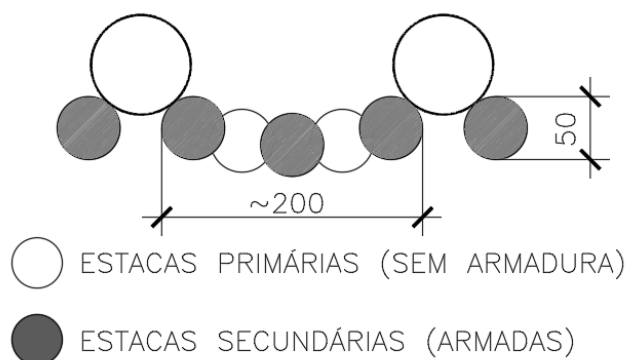


Figura 66 - Momento Fletor - Estacas Raízes

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELU			
Elemento estrutural	Esforço	Valor	Combinação Encontrada
<b>Estaca Raiz</b>	<b>Compressão (kN/m)</b>	<b>-617,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP</b>
	<b>Momento (kNm/m)</b>	<b>130,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP</b>

Conforme detalhe executivo, a cada vão, 3 estacas raízes serão armadas.

DETALHE EXECUTIVO – A–A  
ESCALA 1:75



Compressão no grupo de 5 estacas raízes =  $617,00\text{kN/m} \cdot 2\text{m} = 1.234,00\text{kN}$

**Compressão por estaca raiz =  $3 \times 1.234,00\text{kN} / 5 = 740 \text{ kN}$**

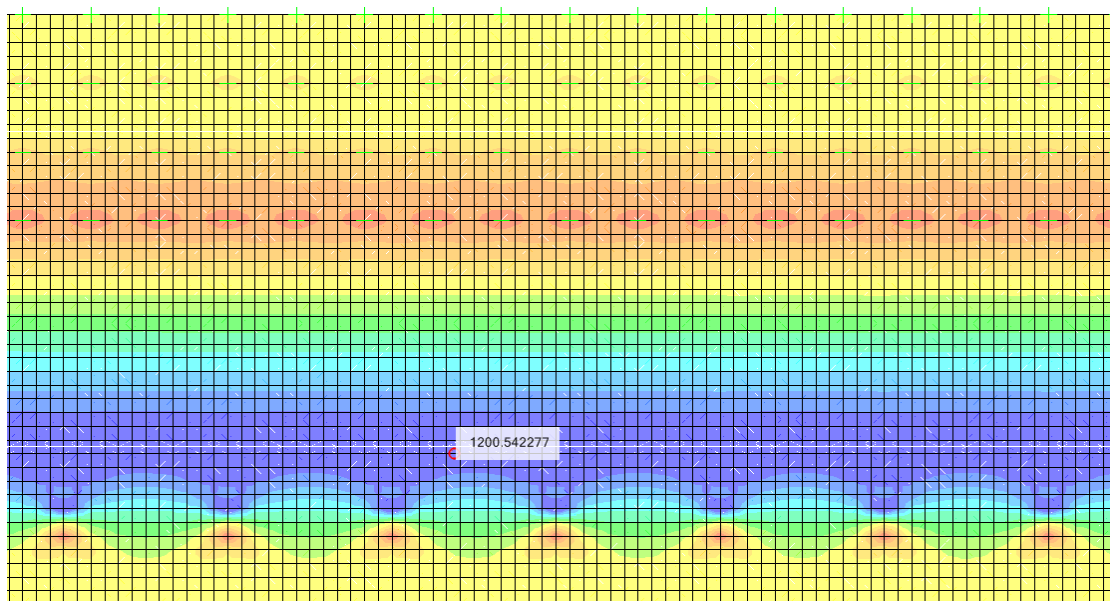
Momento no grupo de 5 estacas raízes =  $130,00\text{kNm/m} \cdot 2,0\text{m} = 260,00\text{kNm}$

**Momento por estaca raiz =  $3 \times 260\text{kNm} / 5 = 156 \text{ kNm}$**

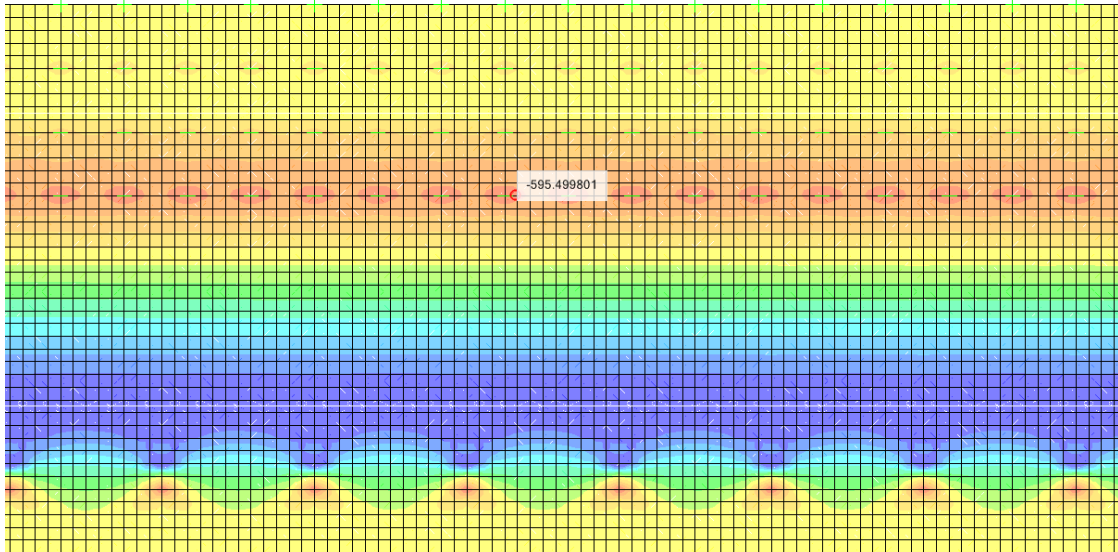
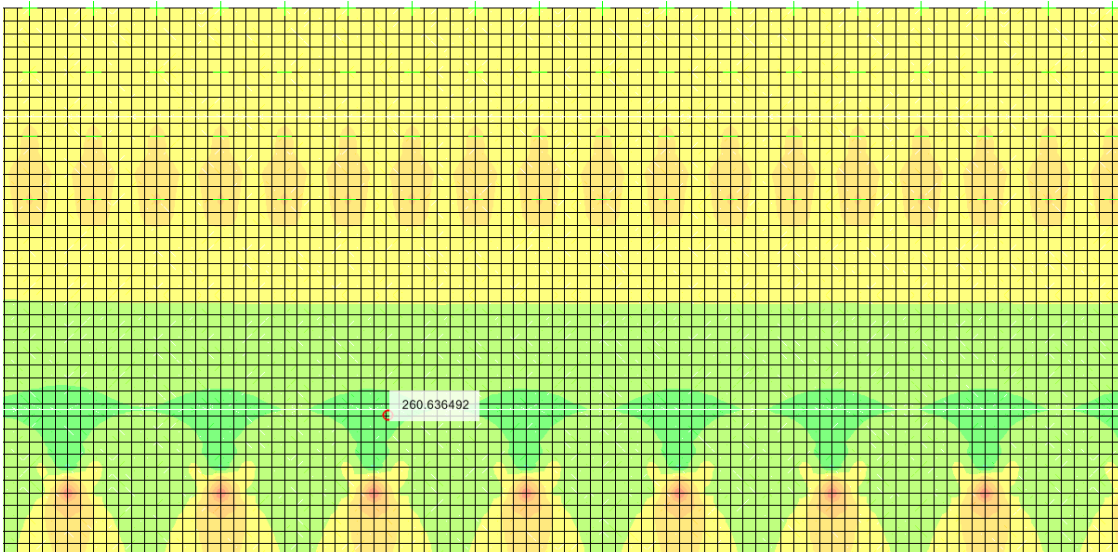
### 10.7.3 Lajes

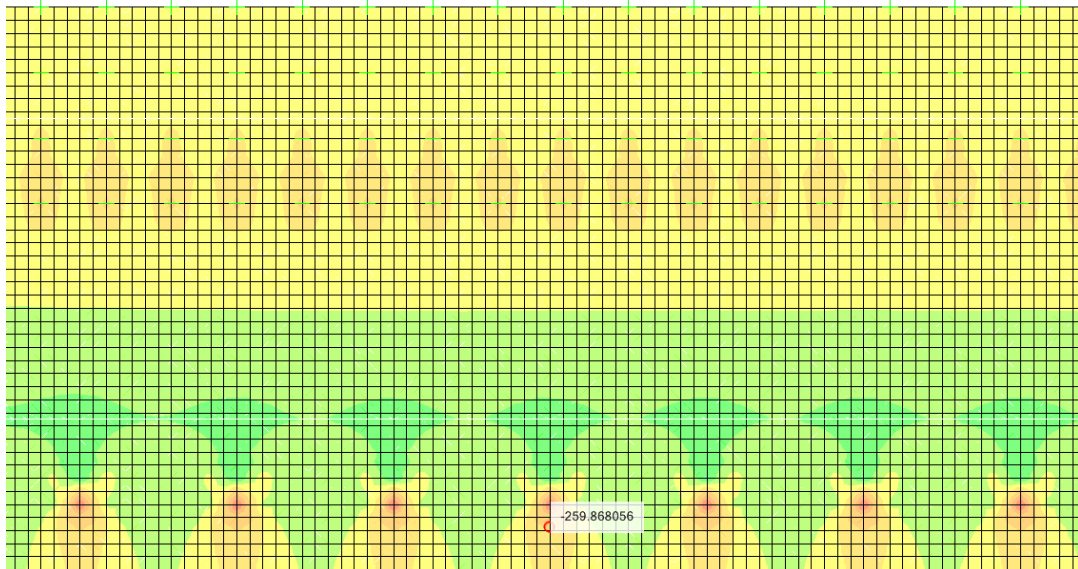
Os momentos fletores máximos encontrados nas lajes para as piores situações estão resumidos na tabela:

Resumo Combinação Máxima de Esforços - ELU			
Elemento estrutural	Esforços	Valor	Combinação Encontrada
Laje	Momento Transversal (+) (kNm/m)	<b>1.230,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP+TEMP</b>
	Momento Transversal (-) (kNm/m)	<b>-595,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP+TEMP</b>
	Momento Longitudinal (+) (kNm/m)	<b>260,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP+TEMP</b>
	Momento Longitudinal (-) (kNm/m)	<b>-260,00</b>	<b>PP+SHIP+EMP+TEMP</b>



**M22 (+)(kNm/m)**

**M22(-) (kNm/m)****M11 (+) (kNm/m)**



**M11 (-) (kNm/m)**

**10.8 Dimensionamento de lajes**

A armadura longitudinal foi determinada adotando-se o princípio de dimensionamento constante na NBR 6118, considerando o Estado Limite Último, Estádio III – Domínio 3 . A seguir seguem os critérios adotados.

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad k_{md} \leq \begin{cases} 0,272 \text{ se } f_{ck} \leq 35\text{MPa} \\ 0,228 \text{ se } f_{ck} > 35\text{MPa} \end{cases} \quad k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \cdot k_{mds}}{0,85}\right)}}{0,80}$$

seção ret. →  $k_x \leq 0,4$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad A_s = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO   SEÇÃO RETANGULAR			
<b>PROPRIEDADE DOS MATERIAS</b>			
f <sub>ck</sub>	40	[Mpa]	
f <sub>yk</sub>	500	[Mpa]	
<b>GEOMETRIA</b>			
b <sub>w</sub>	1,00	[m]	
d	1,02	[m]	
h	1,1	[m]	
<b>MOMENTOS ATUANTES</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
M <sub>d+</sub>	1230	[kNm]	M <sub>d-</sub> 595 [kNm]
<b>DIMENSIONAMENTO</b>			
<b>MOMENTO POSITIVO</b>		<b>MOMENTO NEGATIVO</b>	
k <sub>md</sub>	0,041	<b>OK</b>	k <sub>md</sub> 0,020 <b>OK</b>
k <sub>x</sub>	0,062		k <sub>x</sub> 0,030
k <sub>z</sub>	0,975		k <sub>z</sub> 0,988
<b>ARMADURA DE TRAÇÃO</b>		<b>ARMADURA DE TRAÇÃO</b>	
M <sub>As.inf</sub>	1230	[kNm]	M <sub>As.sup</sub> 595 [kNm]
A <sub>scalc.</sub>	<b>28,44</b>	[cm²]	A <sub>scalc.</sub> 13,58 [cm²]
A <sub>smín.</sub>	16,52	[cm²]	A <sub>smín.</sub> <b>16,52</b> [cm²]
φ	25	[mm]	φ 20 [mm]
<b>6</b>	<b>φ</b>	<b>25</b>	<b>6</b> <b>φ</b> <b>20</b>

Armadura positiva adotada = φ 25 c. 15 (Transversal)

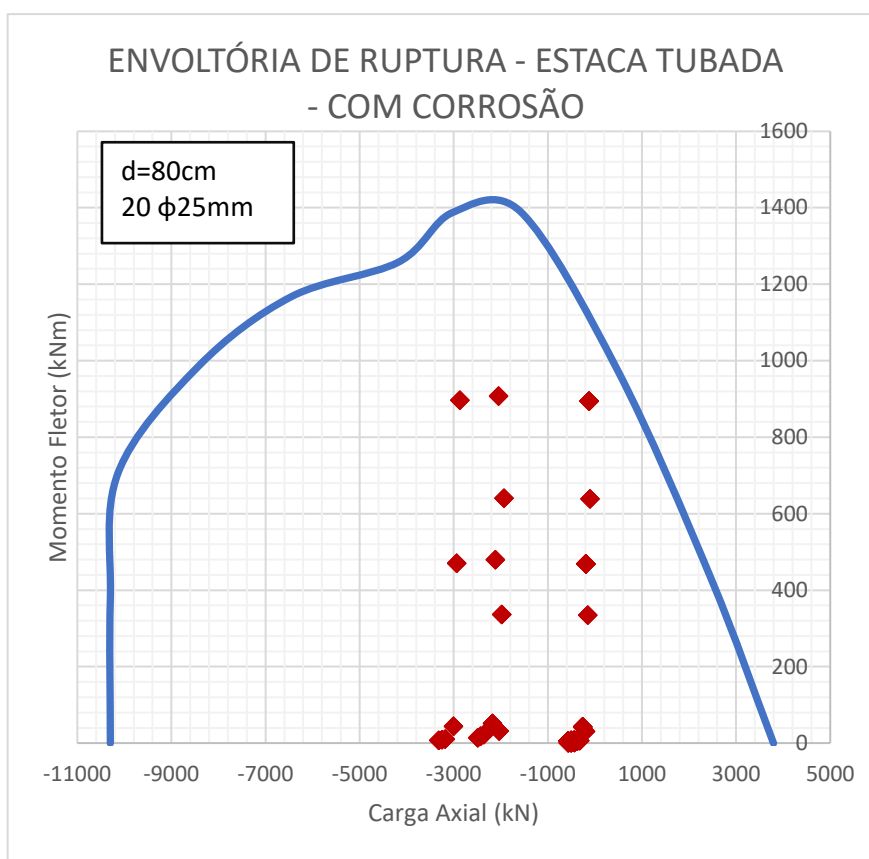
Armadura positiva adotada = φ 20 c. 15 – As mínima (Longitudinal)

Armadura negativa adotada = φ 20 c. 15 – As mínima (2 direções)

## 10.1 Dimensionamento das Estacas Tubadas

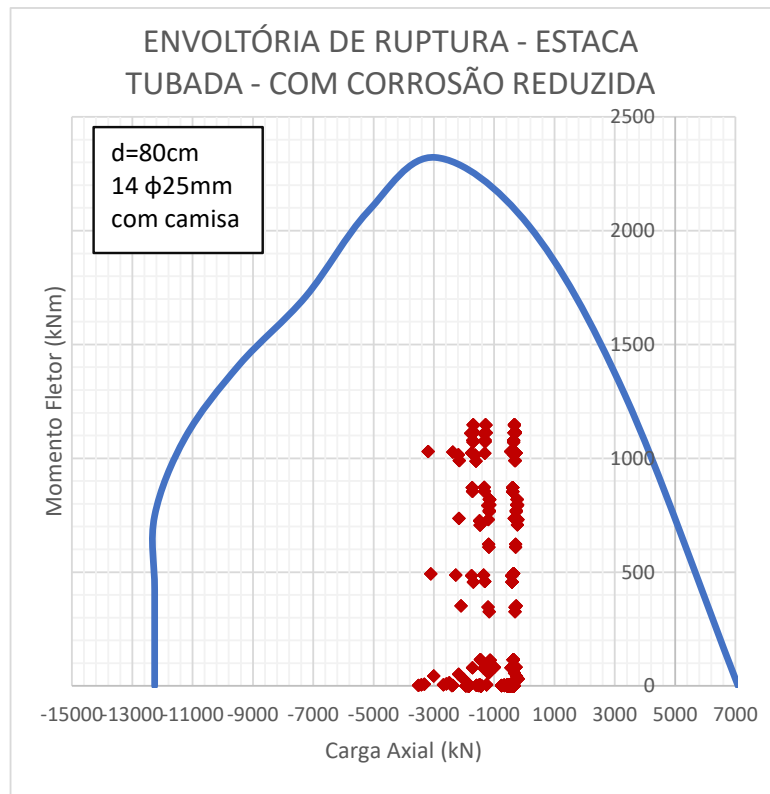
Serão apresentados os diagramas de interação entre as as cargas nas estacas tubadas no Estado Limite Último – ELU e a curva de ruptura para as 3 seções estudadas.

- Trecho considerando corrosão completa de camisa metálica (EL +2,26 m a -1,50m)

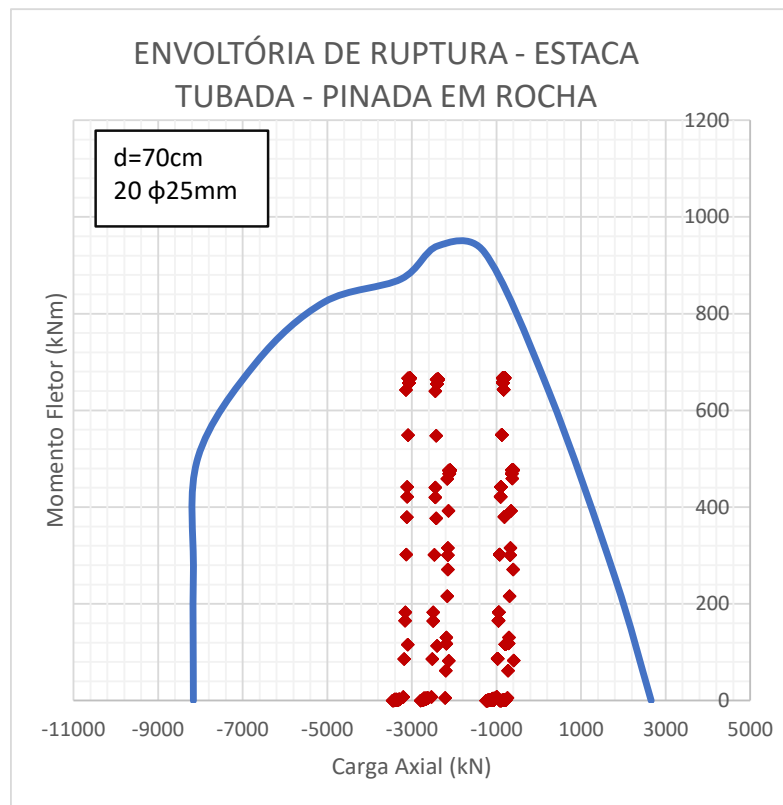




- Trecho intermediário (EL -1,50m a -15,50m)



- Trecho Pinado em Rocha (EL -15,50m a -20,50m)



## 10.2 Avaliação do Esforço Cisalhante nas Estacas Pinadas D=80cm

Devido às características da obra e da importante atuação estabilizante das estacas na prevenção de deslocamentos e distribuição de tensões, torna-se fundamental a avaliação da resistência ao esforço cortante nas estacas escavadas/tubadas.

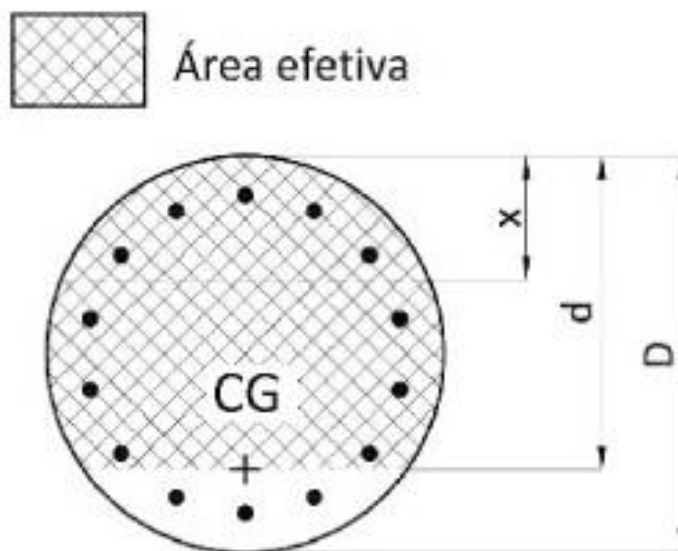
Assumindo a transferência integral dos esforços nas estacas raiz para as estacas escavadas pelo efeito de arqueamento, o valor observado na análise em elementos finitos, retornou, conforme visto anteriormente, cortante **Q = 1.185,00 kN** nas estacas tubadas na região do contato solo x rocha.

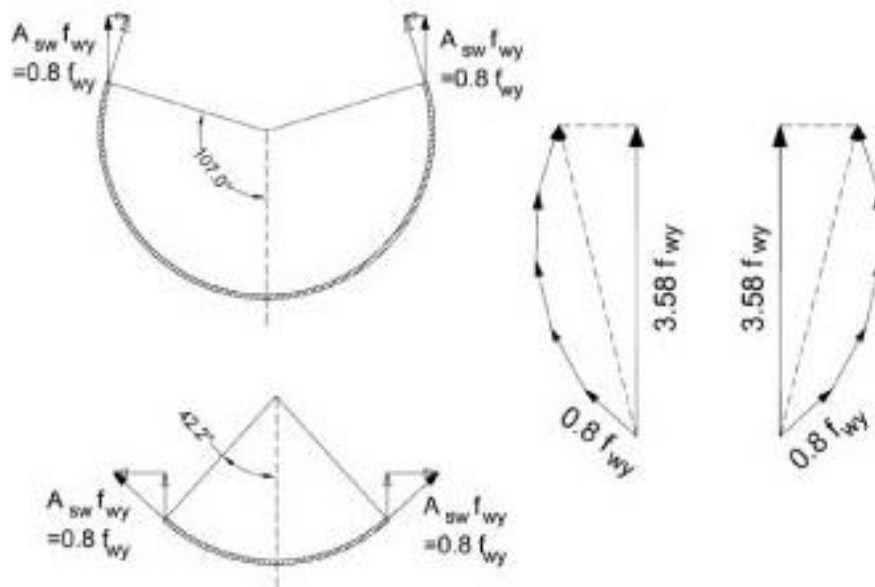
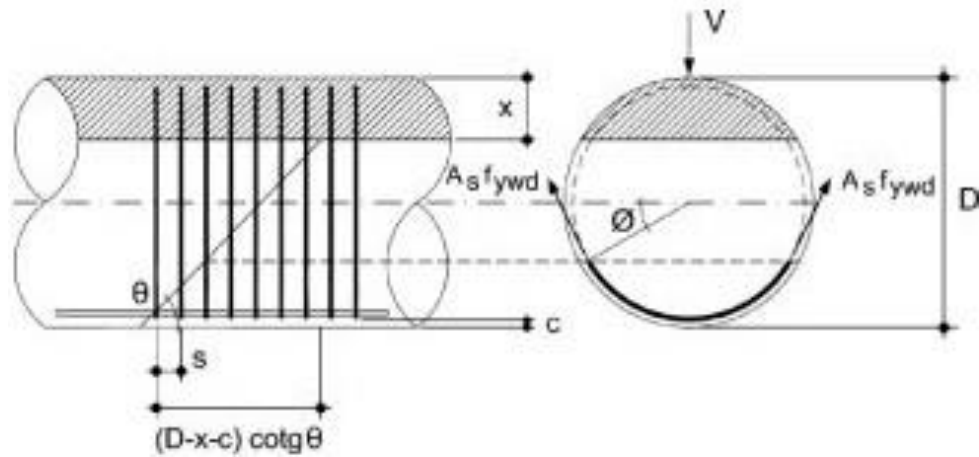
Adaptando os valores de  $b_w$  e  $d$  presentes nas verificações das resistências normativas, calcula-se de maneira mais realística a parcela da força cortante resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

De maneira que:

→  $b_w = D$  (diâmetro da estaca)

→  $d = 0,72 D$





$$V_{sw,1} = 1.8 \times n_t \times A_{sw} f_{yw}$$

$$n_t = \frac{(D-x-c)}{s} \cotg(\theta)$$

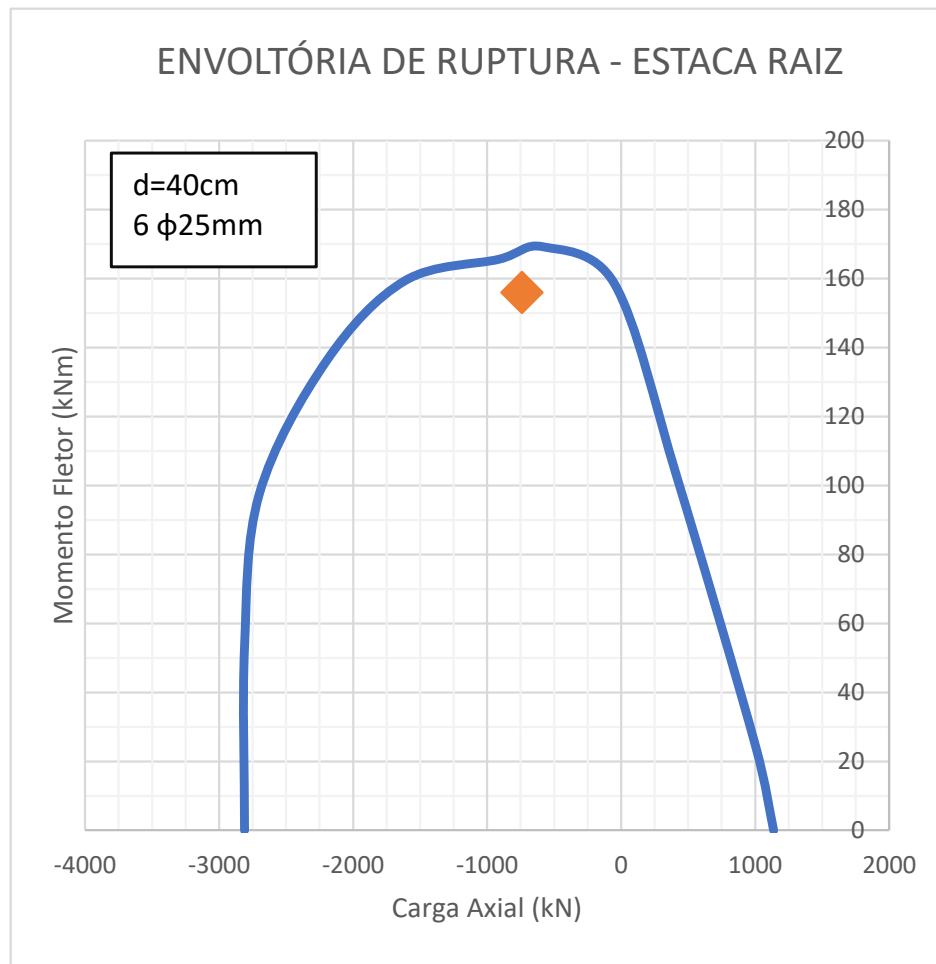
Sendo assim, segue o dimensionamento para  $V_d = 1,4 \times 1185 = 1659$  kN.

<b>DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE ADAPTAÇÃO NBR6118/2014</b>			
<b>GEOMETRIA</b>			
D	0.70	[m]	
Cobrimento	0.05	[m]	
<b>PROPRIEDADE DOS MATERIAIS</b>			
$f_{ck}$	40	[Mpa]	
$f_{yk}$	500	[Mpa]	
<b>ESFORÇO ATUANTE</b>			
$V_d$	1659	[kN]	
<b>DIMENSIONAMENTO</b>			
$V_{RD2}$	2,520	[kN]	
$V_{sd} < V_{RD2}$	<b>OK</b>		
$f_{ctd}$	1.75	[Mpa]	
$V_{co}$	371	[kN]	
$A_{snecessária}$	<b><u>37.39</u></b>	[cm <sup>2</sup> /m]	
$A_{smínima}$	<b><u>7.07</u></b>	[cm <sup>2</sup> /m]	
<b>Pernas (s)</b>	4		
<b>c.</b>	20	[cm]	
<b>Φ</b>	16	[mm]	
$A_s$ adotada	<b><u>40.21</u></b>	[cm <sup>2</sup> /m]	<b>OK</b>

A armadura transversal, resistente ao cisalhamento atende aos esforços de cálculo.

### 10.3 Dimensionamento das Estacas Raíz

Serão apresentados os diagramas de interação entre as as cargas nas estacas raíz considerando os esforços máximos descritos anteriormente para cada estaca no Estado Limite Último – ELU e a curva de ruptura para a pior seção (d=40cm).



## 11 Controle de Qualidade da Obra

### 11.1 Considerações técnicas

A obra necessita de um rigoroso controle de qualidade pois a nova profundidade **(13,50m.)**

provocará uma substancial escavação ao lado do muro do cais, muro de peso constituído por pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, construído para uma profundidade original de apenas **8,80m.**

Devido a variação das características das sondagens da região do cais, a capacidade de carga das estacas e dos tirantes deve ser atestada através um rígido controle de qualidade, segundo as especificações abaixo indicadas.

Este controle de qualidade é de fundamental importância devido à idade da construção existente e da possibilidade de camadas mais espessas e pontuais de areia.

Este comportamento da estratigrafia pode vir a ser observado, uma vez que a região está localizada sobre a antiga foz de vários pequenos rios que desaguavam na Baía de Guanabara, podendo formar os chamados "Paleo-Vales".

Os parâmetros do solo podem variar em função também da grande extensão da obra – **607,00m.**

Estas variações decorrem, também, do complexo processo geológico natural do local da obra e da influência de procedimentos de dragagens e aterros que continuamente modificam o maciço de solo in situ.

Em relação às fundações em estacas e dos tirantes, para aumentar a segurança e a economia da obra, deve-se executar ensaios de controle de qualidade em estacas e tirantes piloto.

Durante a obra serão realizados os ensaios especificados e o controle contínuo de deslocamentos da estrutura existente e redondezas

Sugerimos que este controle seja futuramente realizado durante a dragagem e operação do cais e retroárea.

É importante ressaltar que devido às suas características especiais, e dificuldades executivas, as obras portuárias necessitam de ensaios rigorosos nas fundações, normalmente em maiores quantidades do que as obras em terra.

## 11.2 Controle de qualidade das fundações

### 11.2.1 Provas de carga estáticas para as cargas verticais

#### 11.2.1.1 Metodologia executiva

A prova de carga estática em estacas é um importante teste que simula o carregamento real das estacas com a finalidade de avaliar o comportamento “carga x deslocamento”.

Devem ser executadas provas de carga em estacas piloto, logo no início da obra, para permitir a redução das incertezas técnico - executivas, otimizando a segurança e os custos da obra.

Os ensaios estáticos instrumentados terão por objetivo a determinação do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta das estacas, permitindo a definição, com precisão e segurança, dos comprimentos das estacas ao longo da obra.

As estacas serão submetidas à carga vertical máxima de ensaio de compressão de **5.000,00 KN**, que corresponde a carga de trabalho de **2.500,00 KN com o fator de segurança 2,00**.

Como estas provas de carga serão realizadas antes da dragagem e, para que sejam reproduzidas as condições reais de trabalho das estacas, o solo deve ser removido da cota atual do leito marinho até a cota final da dragagem **-13,50m**.

Para isto é necessária a cravação de uma camisa metálica **D=140,00 cm**. até a cota **-14,50m**. e ter o seu interior escavado até a **cota -13,50m**.

A seguir deve ser executada a estaca **D=80,00cm**.

Após a execução da prova de carga o interior da camisa metálica **D=140,00cm** deve ser preenchido com argamassa, desde a cota-**13,50** até a cota **-8,80m**.

Para reduzir os riscos de operação e erros de leitura, e permitir resultados instantâneos, deve-se adotar sistema de medições de cargas e deslocamentos automatizados.

É importante que a fase de montagem e execução seja precedida de planejamento adequado.

As normas técnicas pertinentes são as seguintes:

- NBR-12131:2006 – Estacas – Prova de Carga Estática – Método de Ensaio  
Regula os procedimentos executivos, sendo indicados os tipos de prova de carga:
- NBR-6122:2010 – Projeto e Execução de Fundações.  
Regula os conceitos de como e onde aplicar, assim como interpretar seus resultados.

Devido a grande extensão da obra, cerca de 600,00m e a variação das características geotécnicas locais, é necessário a execução de estacas de prova a cada 150,00m, no máximo.

Assim sendo, devem ser executados, pelo menos, 05 ensaios em estacas piloto, que serão reaproveitadas na obra.

Durante a execução da obra, para garantir a qualidade das estacas, devem ser executadas outras 04 provas de carga em estacas quaisquer a serem definidas pela fiscalização da obra.

#### **11.2.1.2 Sistema de medição das cargas verticais e dos deslocamentos**

- **Cargas verticais**

A medição das cargas verticais aplicadas nos diversos estágios deve ser confirmada pela instalação de uma célula de carga de precisão conectada à cabeça da estaca.

- **Deformações ao longo do fuste:**

**Na cabeça da estaca**

- Instalação de quatro deflectômetros

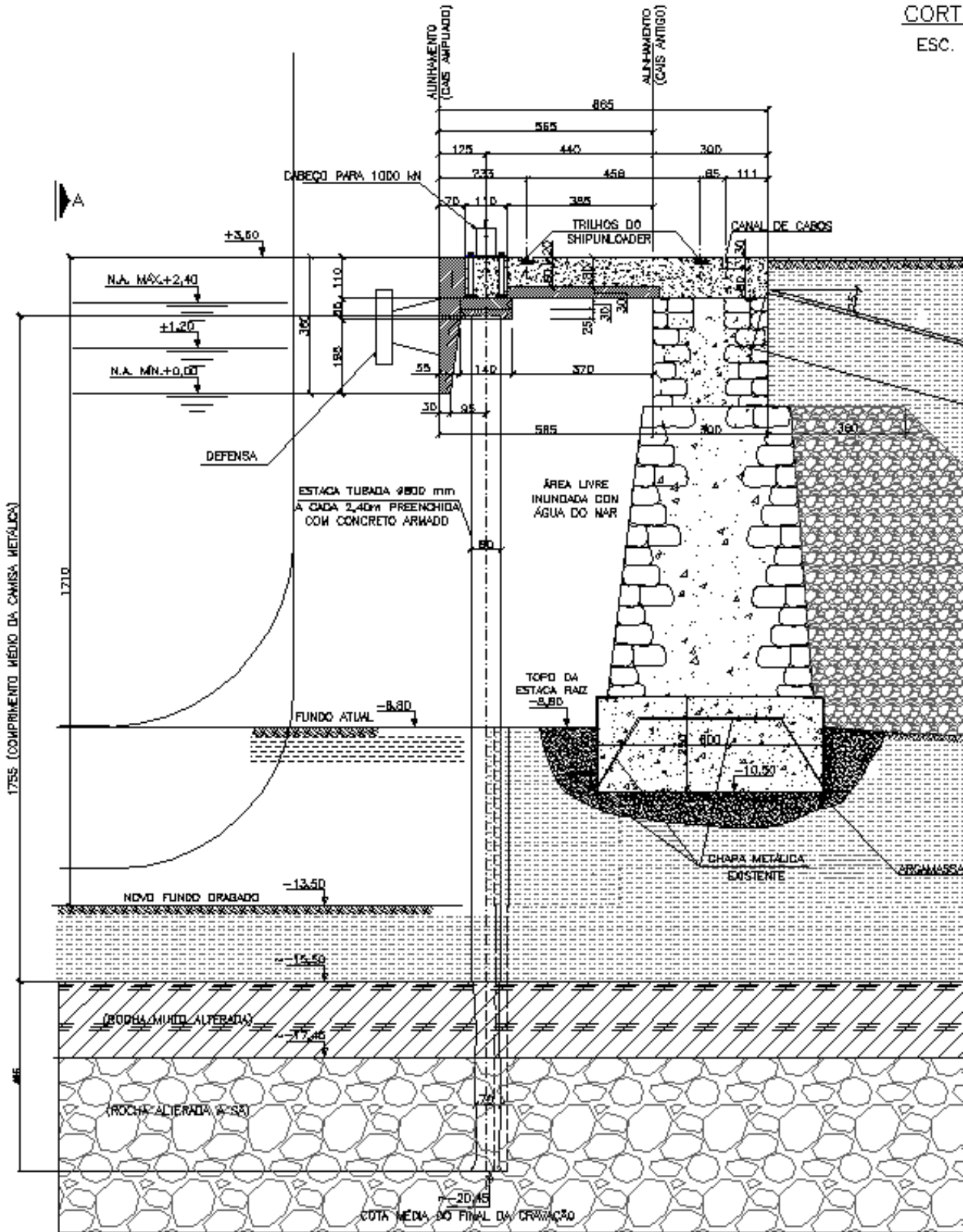
**Ao longo do fuste:**

Dois pares de strain gauges a serem instalados nas cotas:

- Primeira seção na cota do leito marinho após a dragagem → -13,50m
  - Segunda seção na cota → -16,50m.
  - Terceira seção próxima da cota da ponta da estaca → -18,50m
  - Quarta seção próxima da cota da ponta da estaca → -20,20m
-



CORT  
ESC.



\*

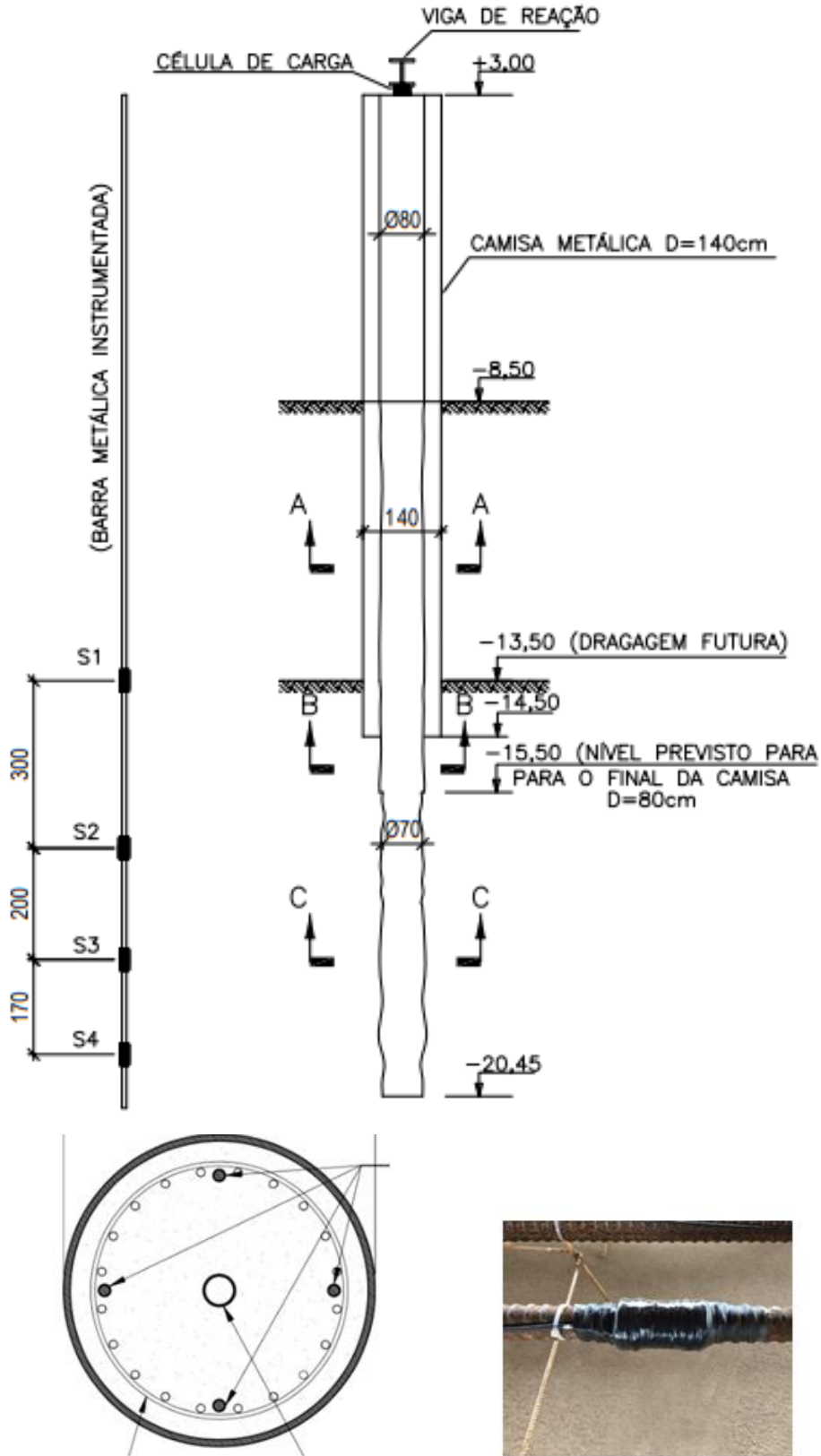


Figura 1 – Barras instrumentadas com Strain-gages

## 11.2.2 Provas de carga estáticas para as cargas horizontais

### 11.2.2.1 Metodologia executiva

A prova de carga estática horizontal em estacas é um importante teste que simula o carregamento real das estacas com a finalidade de avaliar o comportamento “carga x deslocamento”.

A prova de carga em estacas piloto, logo no início da obra permite uma redução das incertezas técnico executivas, otimizando a segurança e os custos da obra.

Os ensaios estáticos instrumentados determinarão o perfil de deslocamentos horizontais e esforços de flexão derivados da aplicação de cargas horizontais progressivas na estaca para a determinação da Relação **Momento-curvatura real da estaca**, assim como a construção de **curvas p-y do solo** local.

As estacas serão submetidas à carga horizontal máxima de ensaio de 125,00KN, que corresponde ao momento fletor de trabalho com o fator de segurança 2,00. O deslocamento horizontal máximo esperado é de 10,00cm.

Como estas provas de carga serão realizadas antes da dragagem e, para que sejam reproduzidas as condições reais de trabalho das estacas, o solo deve ser removido da cota atual do leito marinho até a cota final da dragagem -13,50m.

Para isto é necessária a cravação de uma camisa metálica D=140,00 cm. até a cota -14,50m. e ter o seu interior escavado até a cota -13,50m. A seguir deve ser executada a estaca D=80,00cm.

Após a execução da prova de carga, o interior da camisa metálica D=140,00cm deve ser preenchido com argamassa, desde a cota-13,50 até a cota -8,80m.

Para reduzir os riscos de operação e erros de leitura, e permitir resultados instantâneos, deve-se adotar sistema de medições de cargas e deslocamentos automatizados. É importante que a fase de montagem e execução seja precedida de planejamento adequado.

Devido a grande extensão da obra, cerca de 600,00m. e a variação das características geotécnicas locais, é necessário a execução de estacas de prova a cada 150,00m, no máximo.

Assim sendo, devem ser executados 05 ensaios em estacas piloto, que serão reaproveitadas na obra.

Durante a execução da obra, para garantir a qualidade das estacas, devem ser executadas mais 04 provas de carga em estacas aleatórias, a serem definidas pela fiscalização da obra.

### 11.2.2.2 Sistema de medição das cargas horizontais e dos deslocamentos

- **Cargas horizontais**

A medição das cargas verticais aplicadas nos diversos estágios deve ser confirmada pela instalação de uma célula de carga de precisão conectada à cabeça da estaca.

- **Deformações ao longo do fuste:**

#### **Na cabeça da estaca**

- Instalação de quatro deflectômetros

#### **Ao longo do fuste:**

#### **Dois pares de strain gauges a serem instalados nas cotas:**

- Primeira seção na cota do leito marinho após a dragagem → -13,50m
- Segunda seção na cota → -16,50m.
- Terceira seção próxima da cota da ponta da estaca → -18,50m
- Quarta seção próxima da cota da ponta da estaca → -20,20m

### 11.2.3 Provas de carga dinâmicas

#### 11.2.3.1 Metodologia executiva

Devem ser executadas provas de carga dinâmicas nas estacas piloto, logo no início da obra, para permitir a aferição dos parâmetros do solo.

Os ensaios dinâmicos terão por objetivo a determinação do atrito lateral ao longo do fuste e da resistência de ponta das estacas, permitindo a definição, com precisão e segurança, dos comprimentos das estacas ao longo da obra.

As estacas deverão ser ensaiadas para aferição de resistência mínima à compressão de **5.000,00 KN**, que corresponde a carga de trabalho de **2.500,00 KN** com o **fator de segurança 2,00**

Como estas provas de carga serão realizadas antes da dragagem, as Provas de Carga Dinâmicas devem ser analisadas por programas do tipo CAPWAP ou similar que permitam o cálculo do atrito da estaca a partir da cota de dragagem, ou seja, da cota -13,50m.

---

#### **11.2.4 Nega e Repiques elásticos**

Durante a cravação das camisas metálicas deverão ser realizados ensaios de nega e repique elástico por sistema de medição eletrônico.

#### **11.3 Controle de qualidade dos tirantes**

Provas de carga para o esforço máximo de 1.600,00kN

#### **11.4 Controle dos cabeços de amarração**

Provas de carga horizontais para a carga máxima de 3.000,00kN.

#### **11.5 Controle do concreto e aço**

Segundo as recomendações das Normas Técnicas Brasileiras.

#### **11.6 Monitoração da estrutura existente**

Controle de deslocamentos com topografia e inclinômetros.

Deverão ser instalados tubos para inclinômetros espaçados de 100 metros ao longo da obra.

Os furos deverão ser feitos imediatamente atrás do muro existente e deverá ter sua base na rocha, trespassando a base do muro e as camadas de solo.

Além dos inclinômetros, deverão ser instalados pinos de recalque para o acompanhamento de deformações nas estruturas vizinhas a menos de 20,0 m da borda do muro existente.

Deverão ser executadas aferições, no mínimo, quinzenais para todos os elementos de monitoração. Uma maior frequência deve ser avaliada caso o deslocamento por tempo esteja fora de valores recomendados por norma.

O acompanhamento deverá ser iniciado antes do início das obras e estendido até 1 mês após o final da dragagem, quando deverá ser avaliada a necessidade de continuidade do acompanhamento.

---

---

## 12 Conclusão

Este projeto básico tem por função avaliar e pré dimensionar os reforços necessários para as obras de ampliação do cais da Gamboa localizado no Porto do Rio no trecho entre os cabeços 100 a 124 .

As obras de modernização do cais envolverão a execução dos seguintes serviços:

- 1) Aumento da profundidade em 5,00m por meio de dragagem
- 2) Execução de uma plataforma de trabalho para a ampliação da retro área entre os cabeços 80 a 124.
- 3) Aumento da capacidade dos cabeços de amarração e defensas.

Em função do aumento substancial da profundidade ao lado do cais existente e das complexas características geológicas locais, **a obra deverá ter uma metodologia executiva muito bem controlada**, de maneira a não colocar em risco ou afetar a estrutura existente do cais, constituída por um muro de peso com pedras de cantaria argamassadas e preenchido por concreto ciclópico, projetada e construída para uma profundidade de apenas 8,80m.

Com relação às análises de estabilidade realizadas para a fase atual, ou seja, anterior à obra, com os parâmetros adotados para o solo e sobrecargas, estas apresentaram fator de segurança coerente com o esperado para o local.

Ressaltamos que em função dos resultados das provas de carga a serem executadas nas estacas piloto, os valores estimados para o comprimento médio das camisas metálicas e perfuração em rocha poderão ser revistos.

---

## ANEXO I

### Estudo de Atracação

→ Navio de projeto: PANAMAX



Boca:  $B = 32,30\text{m}$

Comprimento:  $L = 290,00\text{m}$

Calado:  $D = 12,04\text{m}$

Porte Bruto: 80.000t (totalmente carregado)

→ Cálculo da Energia de atracação

$$E_c = 0,5 * M_d * V^2 * C_e * C_s * C_m * C_c$$

Onde:

$E_c$  = Energia de Atracação

$M_d$  = Massa deslocada pelo Navio

$V$  = Velocidade de Atracação

$C_e$  = Coeficiente de excentricidade

Cs = Coeficiente de Rigidez

Cm = Coeficiente de massa adicional

Cc = Coeficiente de estrutura do berço

→ **Coeficiente de Massa Adicional**

Método Vaso Costa (1964)

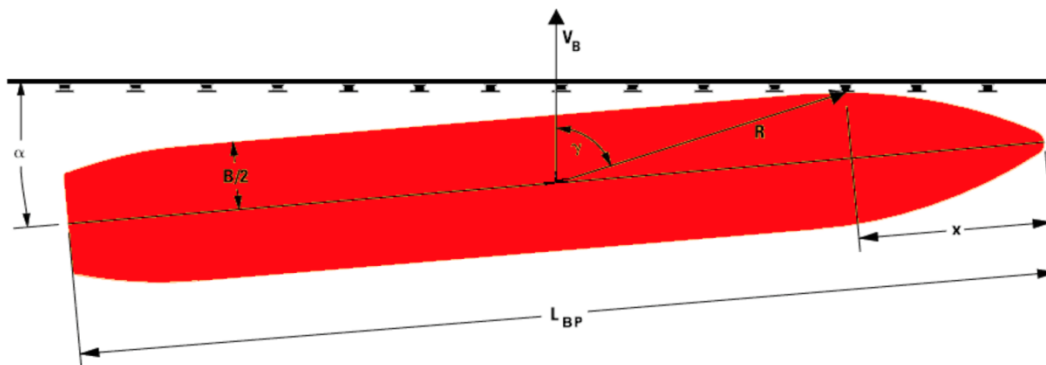
$$C_m = 1 + 2 \cdot D/B$$

D = Calado (m)

B = Boca (m)

→ **Coeficiente de Excentricidade**

**C<sub>E</sub>** : *Eccentricity factor* - In the case when a vessel contacts a berth at a point near its bow or stern, the reaction force will give a rotational movement, which will dissipate a part of the vessel's energy.



$$C_E \approx \frac{K^2}{K^2 + R^2}$$

Some designers prefer to calculate the eccentricity coefficient using the simplified formula above. Care should be used as this method can lead to an underestimation of Berthing Energy when the berthing angle ( $\alpha$ ) is greater than 10 degrees and/or the point of impact is aft of quarter-point ( $x > L_{BP}/4$ ). To verify your calculations, the eccentricity coefficient values generally fall within the following limits:

Quarter-point berthing	$x = \frac{L}{4}$	Ce = 0.5
Third-point berthing	$x = \frac{L}{3}$	Ce = 0.6-0.8
Mid-ships berthing	$x = \frac{L}{2}$	Ce = 1

Em condições de atracação atípicas e não recomendadas para navios de grande porte, o coeficiente de excentricidade (Ce) pode ser usado com o valor de 1,0.

Esse fator é diretamente associado ao ângulo de atracação do navio.



→ **Coefficiente de Rigidez**

$$C_s = 1,0$$

→ **Coefficiente de Configuração do Berço**

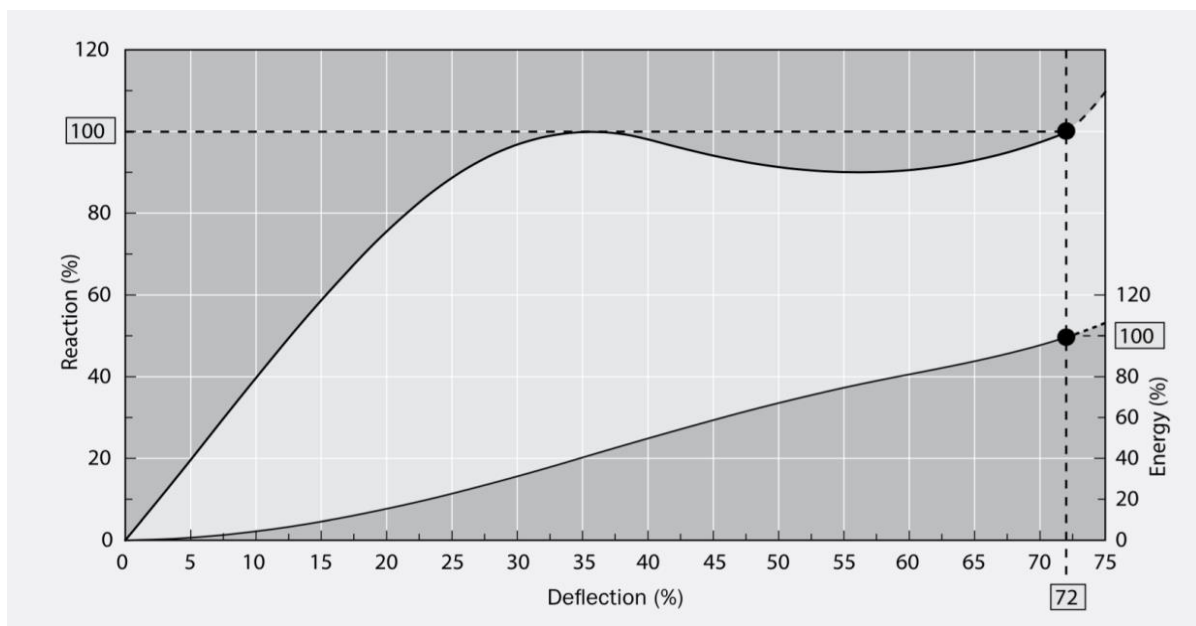
$$\text{Cais aberto} \rightarrow C_c = 1,0$$

**O tipo da defesa depende da reação máxima admissível**

→ **Defensas Super Cone Fender SCN1300 E2.0**

**Energia Máxima = 1045 kN.m**

**Reação Máxima = 1409 kN**



---

## ANEXO II

### Descritivo de Alterações em relação a projeto anterior (2018)

A principal revisão deste novo projeto são as novas dimensões do cais, reduzindo-lhe para o trecho entre os cabeços existentes 100 e 124, com 606,70m de comprimento. Não houve alteração na disposição e diâmetro de estacas ou dimensões acabadas da superestrutura.

Incluídos no projeto estão:

Revisão completa de memória de cálculo com inclusão de:

- Dimensionamento Estrutural de Lajes;
- Dimensionamento Estrutural de Estacas Tubadas e diferenciação de seções com consideração de corrosão de camisa metálica;
- Dimensionamento do Pino da estaca em rocha para esforços cortantes;
- Dimensionamento Estrutural de Estacas Raízes;
- Indicação de Esforços nos Estados de Serviço (ELS) e Último (ELU);
- Indicação de Tensões Horizontais – Programa Plaxis;
- Detalhamento do controle de Qualidade dos Elementos de Fundação;
- Atendimento a comentários.

Revisão completa de desenhos incluindo:

- Novo Arranjo Geral e Locação da Obra;
  - Novo estudo de otimização de pré-moldados com simplificação de montagem. Neste novo projeto só há 3 tipos de elementos pré-moldados e somente as pré-lajes possuem tipos com dimensões diferentes, o que simplifica muito a montagem na obra;
  - Revisão da indicação de Tirantes de forma a atuarem mais uniformemente ao longo da estrutura;
  - Detalhamento de armadura de todos os 11 tipos de Pré-Lajes;
  - Detalhamento e armadura de capitel típico;
  - Detalhamento e armadura de Paramentos;
  - Detalhamento e armadura para concreto in loco;
-