



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO**  
**ESCOLA POLITÉCNICA**  
*Curso de Engenharia Civil*  
*Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas*

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO ESTAQUEAMENTO DE  
UM PÍER COM MÚLTIPLAS FUNÇÕES**

**CRISLAINE SCOTELARO BELLADONNA**

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

---

Augusto Cláudio Paiva e Silva  
Prof. Adjunto, M.Sc., EP/UFRJ (orientador)

---

Claudia Ribeiro Eboli  
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ (orientador)

---

Francisco José Costa Reis  
Prof. Assistente, M.Sc., EP/UFRJ

Outubro/2009

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO  
ESCOLA POLITÉCNICA**

*Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas*

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO  
ESTAQUEAMENTO DE UM PÍER COM MÚLTIPLAS FUNÇÕES**

**CRISLAINE SCOTELARO BELLADONNA**

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DO ESTAQUEAMENTO DE UM PÍER COM MÚLTIPLAS FUNÇÕES**

**CRISLAINE SCOTELARO BELLADONNA**

## **AGRADECIMENTOS**

À minha orientadora, Professora Cláudia Éboli, não só pela assistência e incentivo que me ofereceu para elaboração do projeto, mas também pelas disciplinas brilhantemente ministradas, e pelo carinho, preocupação e atenção que dedica aos seus alunos.

Ao meu orientador, professor e chefe, Augusto Cláudio, pela orientação no projeto e pela atenção e ensinamentos diários, fundamentais para minha formação.

Ao Oswaldo, outro grande orientador nas tarefas do dia-a-dia, por transmitir seus conhecimentos e tirar dúvidas, sempre com muita atenção e dedicação.

A todos os professores que passaram por minha vida até hoje, contribuindo para o alcance deste objetivo.

Aos amigos e colegas de trabalho da TECTON, todos, de alguma forma, colaboraram para a minha formação como profissional, proporcionando um ambiente de trabalho amigável e acolhedor.

Aos meus pais, Jorge e Rosimar, pelos ensinamentos, carinho, confiança e dedicação, sem eles não teria chegado até aqui.

Ao meu irmão, Edgard, pelo carinho e companheirismo, e pelo apoio na formatação do projeto.

Ao meu noivo, Tiago, pela compreensão, carinho e dedicação, por estar sempre ao meu lado nos momentos mais difíceis.

Aos meus amigos e colegas de turma, pelas conversas, amizade, apoio, e por tornarem o ambiente da faculdade mais alegre e descontraído. Em especial à Fernanda, pelo companheirismo, não só nos assuntos de faculdade, mas também nos profissionais e pessoais.

## RESUMO

O presente trabalho objetiva a análise e dimensionamento estrutural e geotécnico de um píer com múltiplas funções. Para que isto fosse possível, primeiramente, foi apresentado o porto o qual este píer ajuda a compor, dando uma visão global do projeto e detalhando suas influências em um cenário geral da economia do país, além de descrever o funcionamento do porto e a importância do Píer em questão. Pôde-se então, descrever a estrutura, definindo materiais, elementos da superestrutura e infraestrutura, detalhando também o estaqueamento, mostrando os motivos e a importância pelos quais o arranjo foi definido da maneira apresentada.

Para o cálculo dos esforços solicitantes na fase de utilização do porto, foi necessário descrever as ações atuantes, entre elas, cargas permanentes, móveis, acidentais e ambientais, definindo também as combinações utilizadas no modelo, para o dimensionamento geotécnico e para o estrutural. Da mesma maneira, foram apresentados os fatores relevantes para o dimensionamento do estaqueamento durante a fase de construção do Píer, mostrando a seqüência executiva e as ações dimensionantes. Além de definir as combinações criadas para os distintos critérios de comparação de resistência nesta fase.

Tendo todo o projeto, estrutura, carregamentos e combinações apresentados, foram expostos os resultados obtidos nos modelos, possibilitando o dimensionamento geotécnico do estaqueamento, através do método de Aoki-Velloso, para estacas metálicas preenchidas de concreto e pré-moldadas de concreto, mostrando os resultados da fase construtiva e da fase final do píer. Foi apresentado também, o dimensionamento estrutural dos dois tipos de estacas, através de gráficos de normal versus momento, utilizando os resultados obtidos nos modelos da fase final e da fase construtiva.

Ao fim do trabalho, pôde-se concluir que os dimensionamentos foram satisfatórios, percorrendo sobre os resultados e comentando a relevância de cada cálculo efetuado.

## SUMÁRIO

<b>1.INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2.APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA.....</b>	<b>4</b>
2.1. MATERIAIS.....	6
2.2. SUPERESTRUTURA.....	6
2.3. ESTAQUEAMENTO .....	10
<b>3.FASE FINAL .....</b>	<b>15</b>
3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO .....	15
3.1.1. ESTAQUEAMENTO.....	17
3.2. CARREGAMENTOS .....	18
3.2.1. PERMANENTES .....	18
3.2.2. SOBRECARGAS .....	28
3.2.3. AMBIENTAIS .....	44
3.2.4. CARGAS MÓVEIS.....	52
3.3. COMBINAÇÕES .....	54
3.3.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO .....	54
3.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO .....	55
<b>4.FASE CONSTRUTIVA .....</b>	<b>59</b>
4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO .....	60
4.2. CARREGAMENTOS .....	61
4.2.1. PERMANENTES .....	61
4.2.2. SOBRECARGAS .....	61
4.2.3. AMBIENTAIS .....	63
4.3. COMBINAÇÕES .....	66
<b>5.DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS ESTACAS.....</b>	<b>67</b>
5.1. AOKI VELOSO.....	67
5.2. FASE FINAL .....	69
5.3. FASE CONSTRUTIVA.....	71
<b>6.DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS.....</b>	<b>72</b>
6.1. FASE FINAL .....	72
6.1.1. ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO.....	73
6.1.2. ESTACA METÁLICA .....	77
6.2. FASE CONSTRUTIVA.....	82
<b>7.CONCLUSÃO.....</b>	<b>83</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>84</b>
<b>ANEXO 1 – SONDA GEM SP08 .....</b>	<b>85</b>
<b>ANEXO 2 – DEFINIÇÃO DA ANÁLISE P-DELTA DO PROGRAMA STRAP.....</b>	<b>88</b>
<b>ANEXO 3 - EXECUÇÃO DE GRÁFICOS ND X MD PARA ESTACAS</b>	
<b>PROTENDIDAS .....</b>	<b>90</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vista do Arranjo Geral do Porto do Açú.....	2
Figura 2: Arranjo Geral do Píer de Rebocadores .....	4
Figura 3: do Píer de Rebocadores no Arranjo Geral do Porto.....	5
Figura 4: Planta e Corte da Superestrutura.....	7
Figura 5: Cortes da Superestrutura .....	8
Figura 6: Seção da Travessa .....	8
Figura 7: Seção das Vigas Típicas.....	9
Figura 8: Seção das Vigas com Estacas.....	9
Figura 9: Seção das Vigas para Casos Especiais.....	9
Figura 10: Seção das Canaletas de Drenagem e de Utilidades.....	10
Figura 11: Seção das Estacas do Reticulado Básico .....	10
Figura 12: Seção das Estacas Metálicas Preenchidas com Concreto .....	11
Figura 13- Vista Isométrica do Estaqueamento.....	11
Figura 14: Arranjo do Estaqueamento do Píer de Rebocadores.....	12
Figura 15: Detalhe de Região com Deslocamentos Relativos Limitados Para o Bom Funcionamento do Porto.....	13
Figura 16: Seção transversal do Estaqueamento no Eixo 169.....	14
Figura 17: Modelo – Vista Isométrica.....	15
Figura 18: Modelo – Vista Superior do Tabuleiro .....	16
Figura 19: Modelo – Vista Isométrica.....	16
Figura 20: Modelo – Estaqueamento.....	17
Figura 21: Comprimento das estacas.....	18
Figura 22: Detalhe do Peso Próprio da Superestrutura .....	18
Figura 23: Peso Próprio e Empuxo nas Estacas .....	19
Figura 24: Cargas dos Guarda Rodas .....	20
Figura 25: Escada de Acesso ao Píer.....	20
Figura 26: Peso Próprio das Escadas.....	21
Figura 27: Peso Próprio do Suporte das Defensas.....	21
Figura 28: Carregamento de Pavimentação.....	22
Figura 29: Projeto do Prédio de Operadores – Cargas permanentes .....	23
Figura 30: Cargas Permanentes do Prédio de Operadores .....	24
Figura 31: Esquema de Cargas Permanentes da Subestação.....	25
Figura 32: Cargas Permanentes da Subestação Aplicadas no Modelo.....	26
Figura 33: Cargas Permanentes do Transportador de Correia.....	27
Figura 34: Resumo de Todas as Cargas Permanentes Exceto o Peso Próprio da Superestrutura .....	28
Figura 35: Sobrecarga Normal no Tabuleiro do Píer .....	28
Figura 36: Sobrecarga de Acidente de Minério no Tabuleiro do Píer.....	29
Figura 37: Sobrecarga Distribuída de 10kN/m <sup>2</sup> .....	29
Figura 38: Sobrecarga Normal na Canaleta de Drenagem .....	30
Figura 39: Sobrecarga de Acidente de Minério na Canaleta.....	31
Figura 40: Sobrecarga da Estação de Bombeamento para Combate a Incêndio .....	31
Figura 41: Sobrecarga da Estação de Tratamento de Esgoto .....	32
Figura 42: Sobrecarga da Tubulação e Passarela .....	32
Figura 43: Esquema das Sobrecargas do Prédio de Operadores .....	33

Figura 44: Sobrecargas do Prédio de Operadores .....	33
Figura 45: Sobrecargas da Subestação .....	34
Figura 46: Sobrecarga Total na Situação Normal .....	35
Figura 47: Sobrecarga Total na Situação de Acidente de Derramamento de Minério .....	35
Figura 48: Esquema de Atracação Paralela ao Píer .....	35
Figura 49: Forças de Atracação 1 .....	38
Figura 50: Forças de Atracação 2 .....	38
Figura 51: Forças de Atracação 3 .....	39
Figura 52: Transportador em Operação .....	41
Figura 53: Transportador em Partida.....	42
Figura 54: Transportador em Partida sem Sobrecargas .....	43
Figura 55: Cargas de Amarração .....	45
Figura 56: Detalhe Corrente +X2 .....	46
Figura 57: Detalhe Corrente -X2 .....	46
Figura 58: Detalhe da Aplicação da Variação de Temperatura Positiva.....	47
Figura 59: Detalhe da Aplicação da Variação de Temperatura Negativa .....	47
Figura 60: Carregamento de Vento +X2 .....	50
Figura 61: Carregamento de Vento -X1.....	51
Figura 62: Distribuição de cargas do caminhão de projeto .....	52
Figura 63: Detalhe do Carregamento de Caminhão de Projeto.....	53
Figura 64: Detalhe do Carregamento de Caminhões na Situação de Acidente.....	54
Figura 65: Sobrecarga na Pista.....	54
Figura 66: Esquema de Cravação das Estacas.....	59
Figura 67: Vista Tridimensional Renderizada do Modelo 1 na Fase Construtiva .....	60
Figura 68: Posição dos Pontos de Travamento na Direção Longitudinal .....	61
Figura 69: Carga do Cantitraveller – Operação 1 .....	62
Figura 70: Carga do Cantitraveller – Operação 2.....	62
Figura 71: Carga do Cantitraveller – Fora de Operação.....	63
Figura 72: Carga de Corrente nas Estacas .....	64
Figura 73: Carga de Onda nas Estacas .....	65
Figura 74: Carga de Vento no Cantitraveller – Situação de Tempestade.....	66
Figura 75: Compressão Máxima nas Estacas .....	70
Figura 76: Tração Máxima ou Compressão Mínima nas Estacas .....	70
Figura 77: Detalhe de Imperfeição Local.....	73
Figura 78- Diagramas da Estaca Mais Solicitada.....	74
Figura 79 - Imperfeições Geradas nas Estacas .....	74
Figura 80 - Diagramas de Momentos Fletores e Normal de Cálculo das Estacas, Após Análise P-DELTA .....	75
Figura 81- Perfil da Estaca Metálica Preenchida de Concreto .....	79
Figura 82: Estaca Metálica com Inclinação 1:4.....	79
Figura 83: Esforço Axial e Momento Fletor de Cálculo .....	80
Figura 84: Listagem de Resultados Para o Dimensionamento da Camisa Metálica das Estacas .....	81

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Somatório da Carga de Peso Próprio da Superestrutura.....	19
Tabela 2: Somatório da Carga de Peso Próprio das Estacas .....	19
Tabela 3: Somatório da Carga de Guarda-Rodas .....	20
Tabela 4: Somatório da Carga de Peso Próprio das Escadas.....	21
Tabela 5: Somatório da Carga de Peso Próprio dos Pré-moldados das Defensas .....	21
Tabela 6: Somatório da Carga de Pavimentação .....	22
Tabela 7: Somatório da Carga Permanente do Prédio de Operadores.....	24
Tabela 8: Somatório da Carga Permanente da Subestação.....	26
Tabela 9: Cargas Permanentes em kN do Transportador de Correia .....	26
Tabela 10: Somatório da Carga Permanente do Transportador de Correia.....	28
Tabela 11: Somatório de Todas as Cargas Permanentes .....	28
Tabela 12: Somatório da Sobrecarga Normal no Tabuleiro .....	29
Tabela 13: Somatório da Sobrecarga de Acidente de Minério no Tabuleiro .....	29
Tabela 14: Somatório da Sobrecarga Distribuída de 10kN/m <sup>2</sup> .....	29
Tabela 15: Somatório da Sobrecarga Normal na Canaleta de Drenagem .....	30
Tabela 16: Somatório da Sobrecarga de Acidente de Minério na Canaleta .....	31
Tabela 17: Somatório da Sobrecarga da Estação de Bombeamento para Combate a Incêndio.....	31
Tabela 18: Somatório da Sobrecarga da Estação de Tratamento de Esgoto .....	32
Tabela 19: Somatório da Sobrecarga da Tubulação e Passarela .....	32
Tabela 20: Somatório das Sobrecargas do Prédio de Operadores .....	34
Tabela 21: Somatório das Sobrecargas da Subestação .....	34
Tabela 22: Somatório da Sobrecarga Total na Situação Normal.....	35
Tabela 23: Somatório da Sobrecarga Total na Situação de Acidente de Derramamento de Minério .....	35
Tabela 24: Somatório das Forças de Atracção.....	39
Tabela 25: Combinações das Cargas, em kN, dos Transportadores de Correia.....	40
Tabela 26: Somatório das Sobrecargas do Transportador de Correia .....	44
Tabela 27: Somatório das Cargas de Amarração.....	45
Tabela 28: Somatório da Carga de Corrente +X2 .....	46
Tabela 29: Somatório da Carga de Corrente -X2 .....	46
Tabela 30: Cargas de Vento nos Transportadores de Correia, em kN .....	49
Tabela 31: Somatório da Carga de Vento +X2 .....	50
Tabela 32: Somatório da Carga de Vento -X1 .....	51
Tabela 33: Somatório da Carga do Caminhão de Projeto .....	53
Tabela 34: Somatório da Carga dos Caminhões na Situação de Acidente.....	54
Tabela 35: Somatório da Sobrecarga na Pista .....	54
Tabela 36: Combinações para ELS .....	55
Tabela 37: Coeficientes de combinação para o ELU .....	56
Tabela 38: Combinações Normais no ELU .....	57
Tabela 39: Combinações Especiais no ELU.....	58
Tabela 40: Somatório das Cargas Permanentes.....	61
Tabela 41: Somatório da Carga do Cantitraveller – Operação 1 .....	62
Tabela 42: Somatório da Carga do Cantitraveller – Operação 2.....	62
Tabela 43: Somatório da Carga do Cantitraveller – Fora de Operação.....	63
Tabela 44: Cargas de Corrente e Onda nas Estacas.....	64
Tabela 45: Somatório da Carga de Corrente nas Estacas .....	64
Tabela 46: Somatório da Carga de Onda nas Estacas .....	65
Tabela 47: Somatório da Carga de Vento no Cantitraveller – Situação de Tempestade.....	66

Tabela 48: Combinações para Fase Construtiva.....	67
Tabela 49: Planilha de Cálculo da Resistência Geotécnica das Estacas Pré-moldadas Pelo Método de Aoki-Velloso .....	68
Tabela 50: Planilha de Cálculo da Resistência Geotécnica das Estacas Metálicas Preenchidas de Concreto Pelo Método de Aoki-Velloso.....	69
Tabela 51: Resistências Geotécnicas Admissíveis das Estacas.....	69
Tabela 52: Compressão Máxima nas Estacas para ELS (kN) .....	71
Tabela 53: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 1 .....	72
Tabela 54: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 2 .....	72
Tabela 55: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 3 .....	72
Tabela 56: Solicitações Máximas de Cálculo nas Estacas no Estado Limite Último com Análise P-Delta.....	75
Tabela 57: Solicitações Máximas de cálculo nas Estacas Metálicas no Estado Limite Último .....	77
Tabela 58: Pares de Esforços de Compressão e Momentos nas Estacas .....	82

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Energia x Força de Reação da Defesa – Energia Característica para Atracação Paralela .....	37
Gráfico 2: Energia x Força de Reação da Defesa – Energia Majorada para Atracação Paralela .....	37
Gráfico 3: Resistência Geotécnica das Estacas Pré-moldadas .....	67
Gráfico 4: Resistência Geotécnica das Estacas Metálicas .....	68
Gráfico 5: Verificação Estrutural das Estacas Pré-moldadas (80cm) na Fase Final .....	76
Gráfico 6: Verificação Estrutural das Estacas Metálicas (100cm) na Fase Final.....	78
Gráfico 7: Verificação Estrutural das Estacas na Fase Construtiva .....	83
Gráfico 8- Gráfico de Comparação de Análises para Estacas com Protensão .....	90

## 1. INTRODUÇÃO

A atividade portuária é fundamental para a atividade comercial de um país com uma costa tão extensa como o Brasil. Além disso, ela impulsiona o desenvolvimento local, gerando renda e empregos. Com o crescimento da economia e a intensificação das atividades comerciais brasileiras, os portos existentes não suportam mais a demanda do mercado. O Complexo do Porto do Açu é um dos maiores investimentos do Brasil em terminais marítimos privados, um porto inédito no país, que conta com a integração porto-indústria. Este empreendimento pode ser comparado com os mais modernos do planeta, como os da Ásia e da Europa.

O Porto do Açu é estrategicamente situado no município de São João da Barra, na região norte do Estado do Rio de Janeiro, reunindo inúmeras vantagens. Localizado na região sudeste, que concentra 72% do PIB brasileiro, o Porto do Açu irá viabilizar um corredor logístico para o escoamento das produções dessa região, favorecendo as exportações e importações de produtos especialmente dos estados do Rio de Janeiro, Minas Gerais, todo o Centro-Oeste e Espírito Santo.

Para facilitar o acesso às demais regiões do país, o complexo estará ligado às grandes rodovias da região e, com a construção de um ramal ferroviário de 45km até a cidade de Campos, será possível conectar o complexo do Açu a toda malha ferroviária brasileira.

Entre as fases de construção e operação do porto, serão gerados mais de 7 mil empregos. O projeto previsto para o pólo industrial, por sua vez, poderá ofertar dezenas de milhares de empregos diretos e indiretos, gerando desenvolvimento para a região Norte-Fluminense.

Próximo aos campos de petróleo “*offshore*” das bacias de Campos, Santos e do Espírito Santo e com fácil acesso para as regiões mais desenvolvidas do Brasil, o Porto do Açu servirá de centro logístico para as regiões Centro-Oeste e Sudeste do Brasil. Esse terminal portuário terá seis berços de atracação para navios graneleiros e quatro berços de atracação para cargas gerais, e embarcações de apoio às atividades “*offshore*”, como pode ser observado no esquema da figura 1.



Figura 1: Vista do Arranjo Geral do Porto do Açú

Com uma profundidade de 18,50 metros, o porto permitirá a atracação de navios “*Capesize*” com capacidade de até 230.000 toneladas, assim como a nova geração dos navios superconteneiros com capacidade de até 11.000 TEUs (contêiner padrão de 6,0m de comprimento). Esta capacidade de receber navios de grande porte possibilita a redução do custo do frete com importações e exportações, já que este diminui drasticamente ao atracarem navios de maior capacidade.

O complexo está fora de grandes centros urbanos, o que minimiza o impacto ambiental e proporciona um retro-porto de grande extensão, superior a 7.800 hectares. O projeto engloba então, uma retro-área projetada para abrigar um pólo industrial que incluirá: um terminal de minério de ferro e plantas de pelotização; um complexo siderúrgico; usinas termoeletricas, com capacidade de geração de até 5.400 megawatts; indústrias cimenteiras; um pólo metal-mecânico, para atender às demandas das indústrias de petróleo e de bens de capital; unidades petroquímicas; refinarias; montadora de automóveis; pátios para armazenagem de granéis, contêineres, gás natural e cargas em geral; incluindo também centros de desconsolidação e consolidação de cargas; planta de gaseificação de carvão; instalações para embarcações de apoio às atividades “*offshore*”; e centros de processamento de rochas ornamentais.

Estando próximo às principais bacias de petróleo de Campos, Santos e Espírito Santo e de centros de geração de cargas do país, como minério de ferro, aço, etanol, granito e demais produtos industrializados, o Complexo do Açú irá potencializar o comércio externo brasileiro e revolucionar a atividade portuária no país.

A primeira operação a ser realizada, contará com a carga base, o minério de ferro, com a previsão de exportar cerca de 26,5 milhões de toneladas por ano. O minério proveniente de Minas Gerais será transportado através de um mineroduto de 525 km e será embarcado em um terminal exclusivo com uma área de 500 hectares. Ao chegar ao complexo do porto, o minério será transportado por correias transportadoras, que percorrerão a Ponte de Acesso, o Píer de Rebocadores e o Píer de Minério, que serão as primeiras estruturas a serem construídas.

Este projeto de graduação visa analisar e dimensionar o estaqueamento do Píer de Rebocadores, que apesar de ser um pequeno trecho deste grande empreendimento, possui grande importância no funcionamento do porto, concentrando bases operacionais, subestações, estação de bombeamento para combate ao incêndio etc.

Os píeres serão construídos em alto mar e estarão sujeitos a ondas com altura significativa de aproximadamente 3,5 metros. Para possibilitar a construção, será utilizado um “*Cantitraveller*”, equipamento capaz de cravar estacas e posicionar pré-moldados, apoiando-se apenas sobre as estacas já cravadas. Com isto, é também necessário verificar a estrutura para esta fase construtiva, que tem grande influência no arranjo do estaqueamento.

Desta forma, iremos analisar e detalhar do ponto de vista estrutural e geotécnico o estaqueamento, composto de estacas pré-moldadas de concreto, que incluem estacas verticais e inclinadas com relação 1:8 e 1:10; e, estacas metálicas preenchidas com concreto, inclinadas numa relação 1:4 e que se encontram fora do reticulado básico. Para isso, foram utilizados dois modelos básicos:

- a) Modelo estrutural na fase final: para verificação do estaqueamento do píer em sua fase final com as cargas de atracação, amarração, transportador de minérios, prédios operacionais, etc.
- b) Modelo estrutural na fase construtiva: para verificação do estaqueamento na etapa construtiva, quando o “*cantitraveller*” se apóia em pórticos formados pelas estacas com as travessas.

## 2. APRESENTAÇÃO DA ESTRUTURA

O píer a ser estudado possui 168 metros de comprimento por 40 metros de largura, com um anexo necessário para o posicionamento de uma subestação, com 40 metros de comprimento e 12,6 metros de largura. Além do tabuleiro, existe também uma galeria técnica, que atravessa o Píer, servindo de suporte para instalações elétricas e hidráulicas.

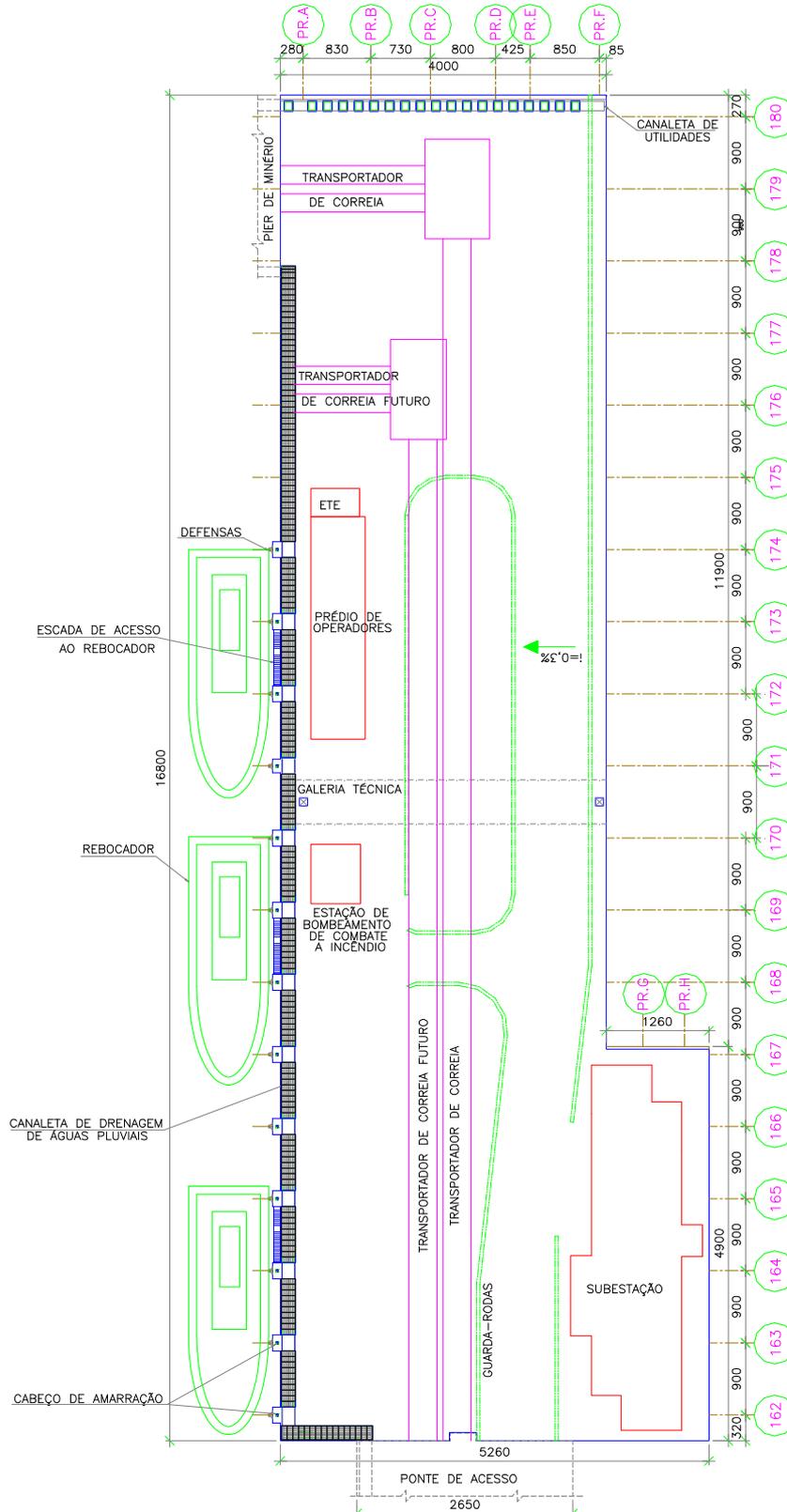


Figura 2: Arranjo Geral do Píer de Rebocadores

Este píer possui várias funções. Além de ser o berço de atracação dos rebocadores, que darão suporte às manobras dos navios maiores, este também funciona como uma base operacional, abrigando prédio de operadores, uma subestação, uma estação de combate a incêndio etc.

Estando localizado entre a Ponte de Acesso e o Píer de Minério, o Píer de Rebocadores dá suporte também à correia transportadora, que conduzirá o minério de ferro até o seu destino final, onde será embarcado nos navios para exportação.

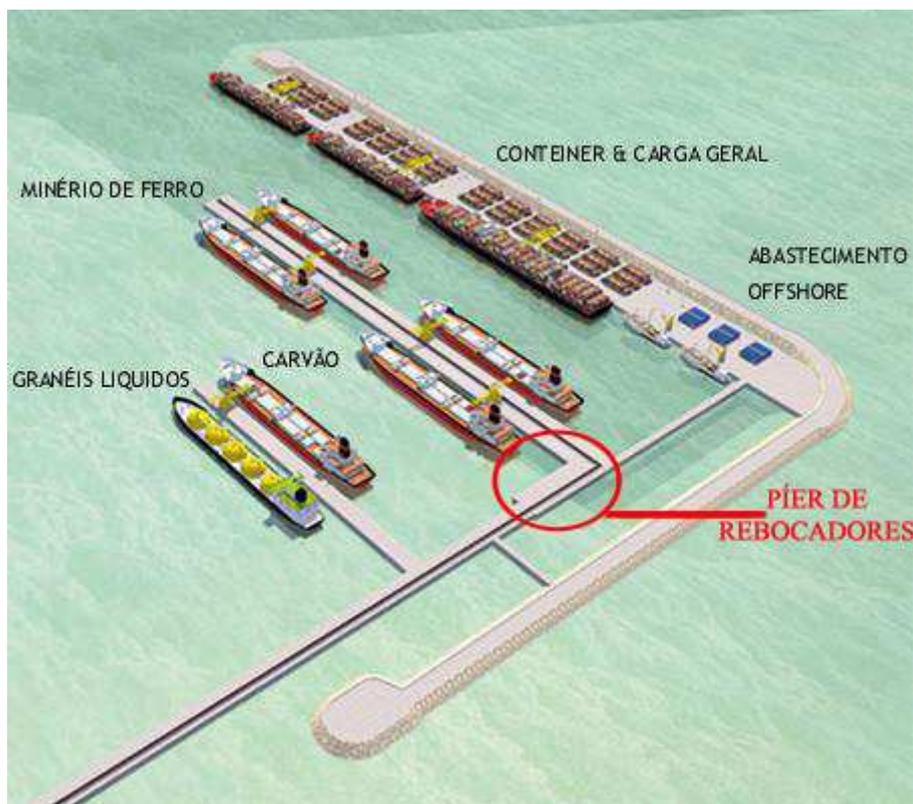


Figura 3: do Píer de Rebocadores no Arranjo Geral do Porto

Além das diversas funções do píer, outro fator foi importante para a determinação da estrutura utilizada – a fase construtiva. Como durante a construção do píer, o molhe, que fará a proteção deste, não estará terminado, as estacas terão de ser cravadas com um “cantitraveller”, pois as ondas da região de alto mar impossibilitam a utilização de balsas. A utilização desta tecnologia acarretou na necessidade de vãos espaçados a 9m, que precisam de agilidade em sua construção, para que o “cantitraveller” possa avançar para o próximo vão, dando continuidade à cravação das estacas. Para possibilitar a construção de forma rápida, a estrutura foi definida em sua maior parte, com peças pré-moldadas, utilizando concretagens no local apenas para emendas e para garantir rigidez ao tabuleiro, gerando uma obra limpa, rápida e eficaz.

## 2.1. MATERIAIS

A superestrutura do Píer inclui peças pré-moldadas e concreto moldado no local, ambos utilizando concreto C40, com as seguintes propriedades:

Concreto C40:  
 $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$

Para este concreto, os módulos de elasticidade inicial e secante estimados são, respectivamente:

$E_{ci} = 34,4\text{GPa}$   
 $E_{cs} = 30,1\text{GPa}$

As vigas pré-moldadas típicas e as peças de seção mais esbeltas serão projetadas em concreto protendido e, todo o resto da superestrutura, em concreto armado. Desta forma, os aços utilizados serão os seguintes:

Armadura das peças de concreto armado: aço CA50  
Armadura das peças de concreto protendido: aço CP190 RB

O estaqueamento do Píer possuirá dois tipos de estacas, sendo umas pré-moldadas de concreto protendido e outras com camisa metálica, preenchida com concreto submerso. Os materiais, utilizados na fabricação destas, serão os seguintes:

- Estacas pré-moldadas:

Concreto C40,  $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$   
Armadura doce: aço CA50  
Armadura de protensão: aço CP190 RB

- Estacas metálicas preenchidas de concreto:

Concreto submerso C40,  $f_{ck} \geq 40\text{MPa}$   
Armadura doce: aço CA50  
Camisa metálica: Aço ASTM A252 GR2 ou ASTM A36

## 2.2. SUPERESTRUTURA

A superestrutura do Píer possui largura total de 40m, composta por 19 pórticos transversais espaçados em 9m. Desta forma, terá um comportamento de pórtico espacial, formado por estacas verticais, inclinadas longitudinalmente e verticalmente, e por um tabuleiro de espessura média de 90cm.

O tabuleiro do Píer será composto por travessas, capazes de garantir a ligação entre as estacas de cada eixo transversal; vigas pré-moldadas longitudinais e, posteriormente, será efetuada a concretagem “in loco”, de uma laje com espessura de 20cm.



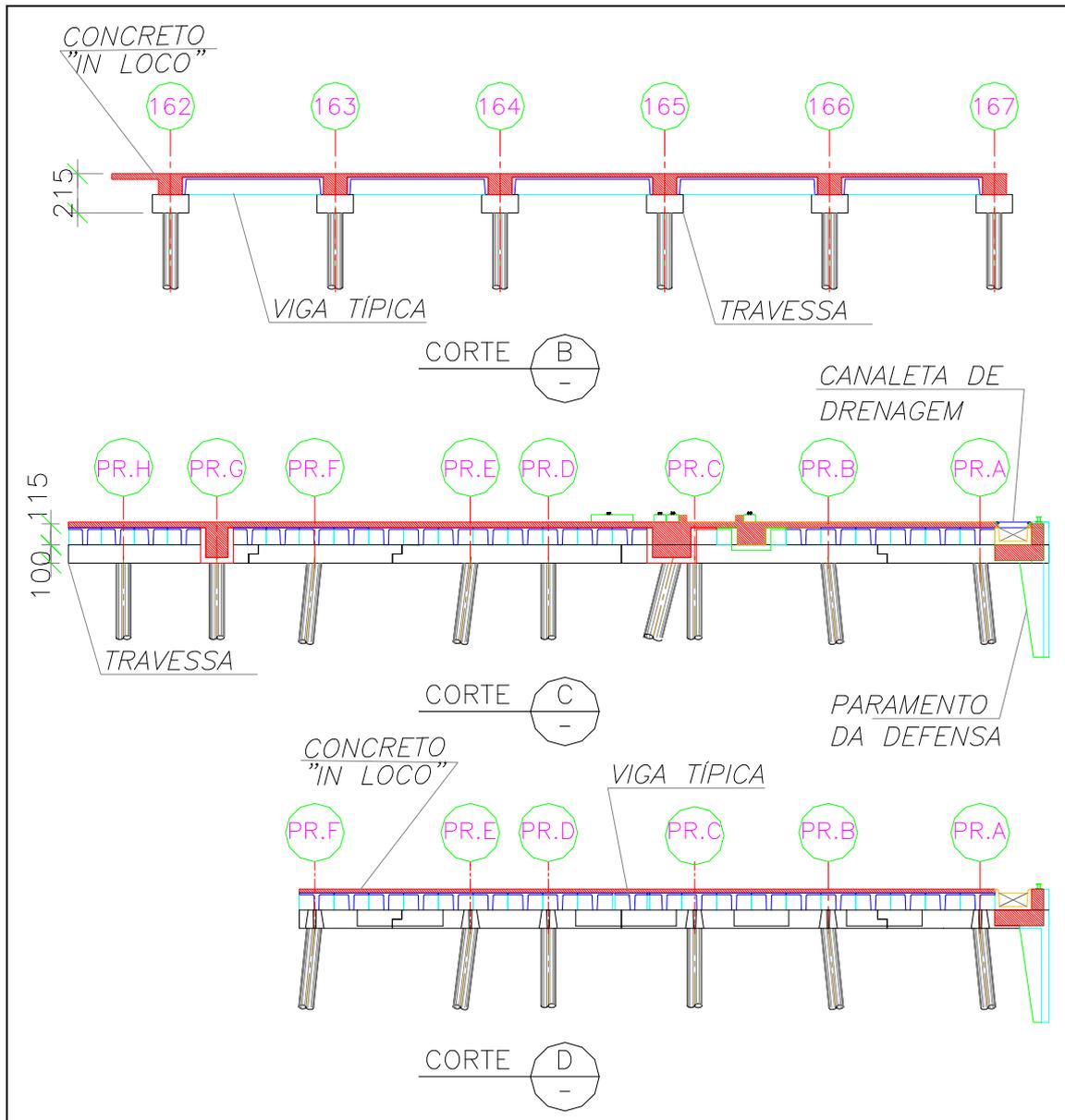


Figura 5: Cortes da Superestrutura

As travessas foram projetadas possuindo uma primeira etapa pré-moldada, sendo posteriormente preenchidas com concreto “in loco”. A travessa pré-moldada, possui uma seção de 2m x 1m (base x altura), garantindo a altura útil necessária para resistir aos esforços da fase construtiva do píer. Ainda, para esta seção, foi necessário prever algumas concretagens no local, para garantir a emenda entre os pré-moldados e entre a travessa e as estacas. Foi considerado também o peso máximo limite para cada pré-moldado, em função da capacidade dos caminhões, guindastes e pórticos transportadores.

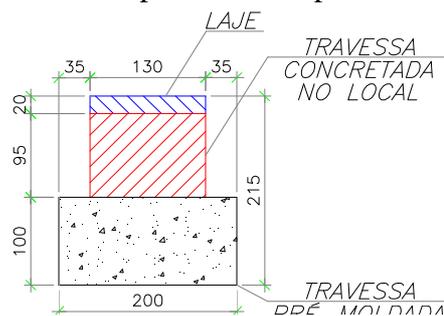


Figura 6: Seção da Travessa

As vigas pré-moldadas típicas foram dimensionadas como vigas T's, em concreto protendido, com altura útil capaz de resistir aos esforços solicitantes oriundos da fase de operação do píer, resultando nas seções definidas na figura abaixo.

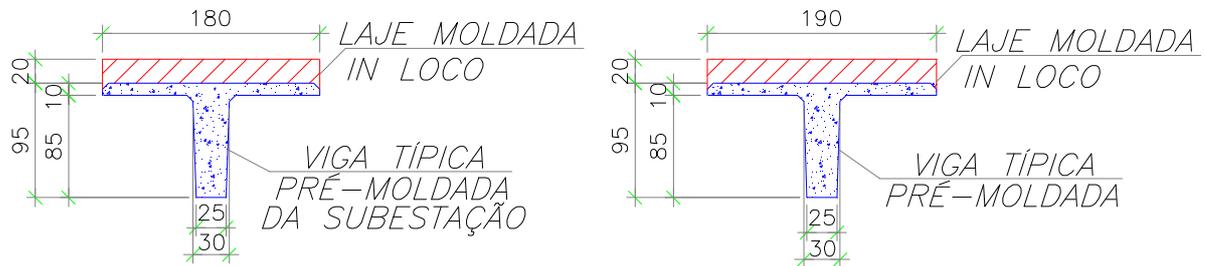


Figura 7: Seção das Vigas Típicas

Além das vigas típicas, foram projetadas vigas com seções de maior área, possibilitando a ligação e transmissão de esforços das estacas inclinadas e posicionadas fora do reticulado básico do estaqueamento, ou seja, estacas que não se ligam diretamente nas travessas.

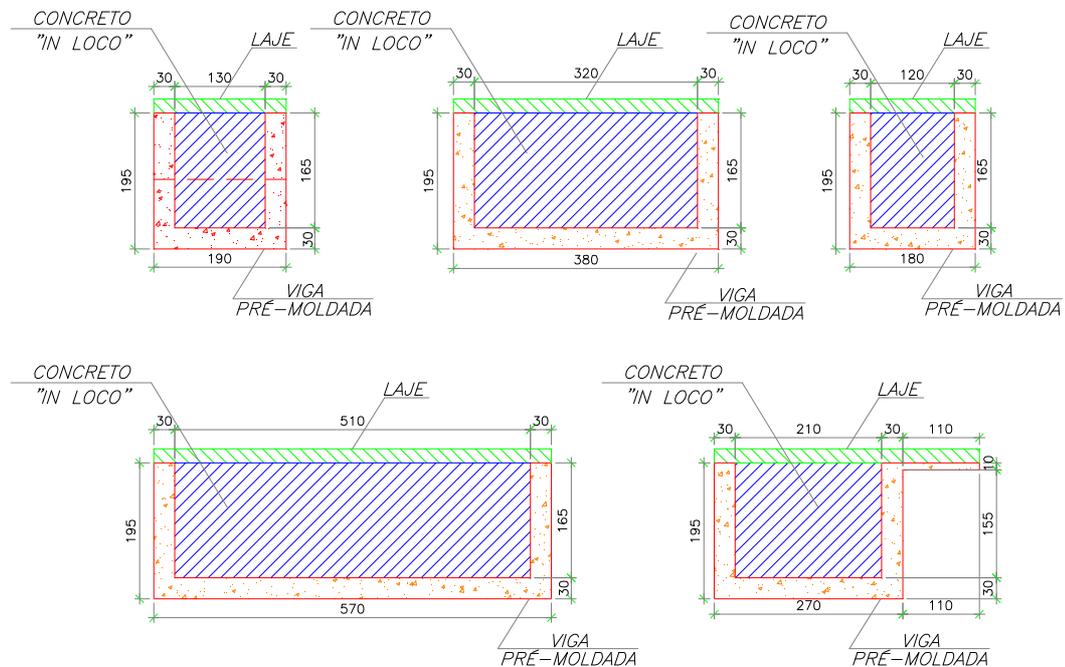


Figura 8: Seção das Vigas com Estacas

Algumas vigas também foram criadas em posições estratégicas, para resistir às solicitações maiores, vindas das bases dos transportadores de correia, que serão detalhadas posteriormente.

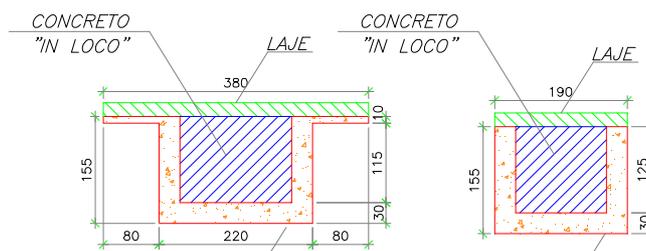


Figura 9: Seção das Vigas para Casos Especiais

Na extremidade norte do Píer, próximo ao eixo PR.A, existe uma canaleta de drenagem, que recolhe a água da chuva e a transporta até o Píer de Minério, onde a água é bombeada para tratamento. Já na extremidade sul do Píer, próximo ao eixo PR.F, corre um “*pipe rack*”, com instalações hidráulicas e elétricas, que vindas da terra, são distribuídas para os píeres. No meio do Píer de Rebocadores, estas tubulações atravessam a estrutura, por meio de uma galeria, entre os eixos 170 e 171, para abastecer os prédios situados ali. Já no final do Píer, após o eixo 180, existe uma canaleta de utilidades, que conduz estas instalações para o Píer de Minério. As seções destas canaletas podem ser observadas na figura 10.

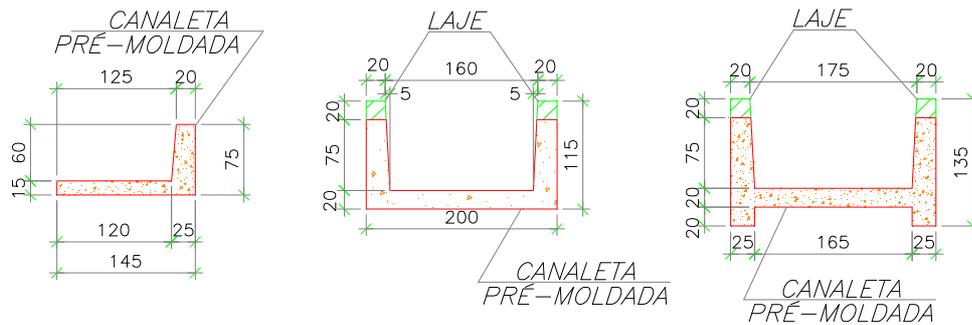


Figura 10: Seção das Canaletas de Drenagem e de Utilidades

Para efetuar a ligação entre os pré-moldados e garantir a rigidez ao tabuleiro, foi prevista uma laje concretada no local, de 20cm de altura. Esta possibilita a instalação de chumbadores, necessários para as bases dos transportadores de correia, e soluciona demais regiões com situações especiais.

### 2.3. ESTAQUEAMENTO

O estaqueamento é composto por 19 eixos transversais, espaçados de 9m, e cada um deles possui seis estacas pré-moldadas de concreto protendido, com 80cm de diâmetro e paredes com 15cm de espessura, compondo o reticulado básico.

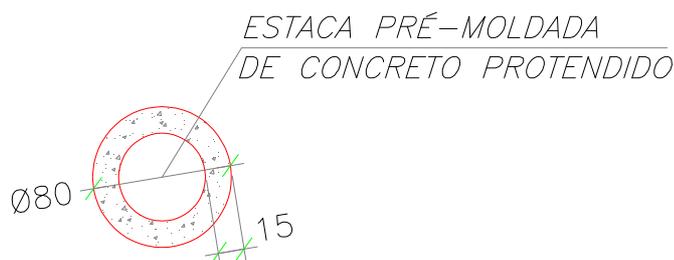


Figura 11: Seção das Estacas do Reticulado Básico

Além destas, foram adicionadas estacas extras, em pontos específicos de concentração de cargas, e estacas inclinadas transversais e longitudinais em relação ao píer. As estacas inclinadas com relação 1:4, são estacas metálicas, com 1m de diâmetro, e parede de 1,6cm de espessura, que serão preenchidas com concreto armado submerso em um trecho superior.

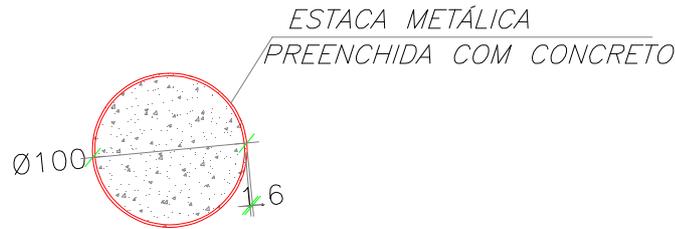


Figura 12: Seção das Estacas Metálicas Preenchidas com Concreto

Desta forma, o arranjo do estaqueamento é constituído basicamente por cinco tipos de estacas: estacas verticais, estacas inclinadas transversais 1:4, 1:8 e 1:10, e estacas inclinadas longitudinais 1:4. O arranjo do estaqueamento pode ser observado na vista isométrica da figura 13.

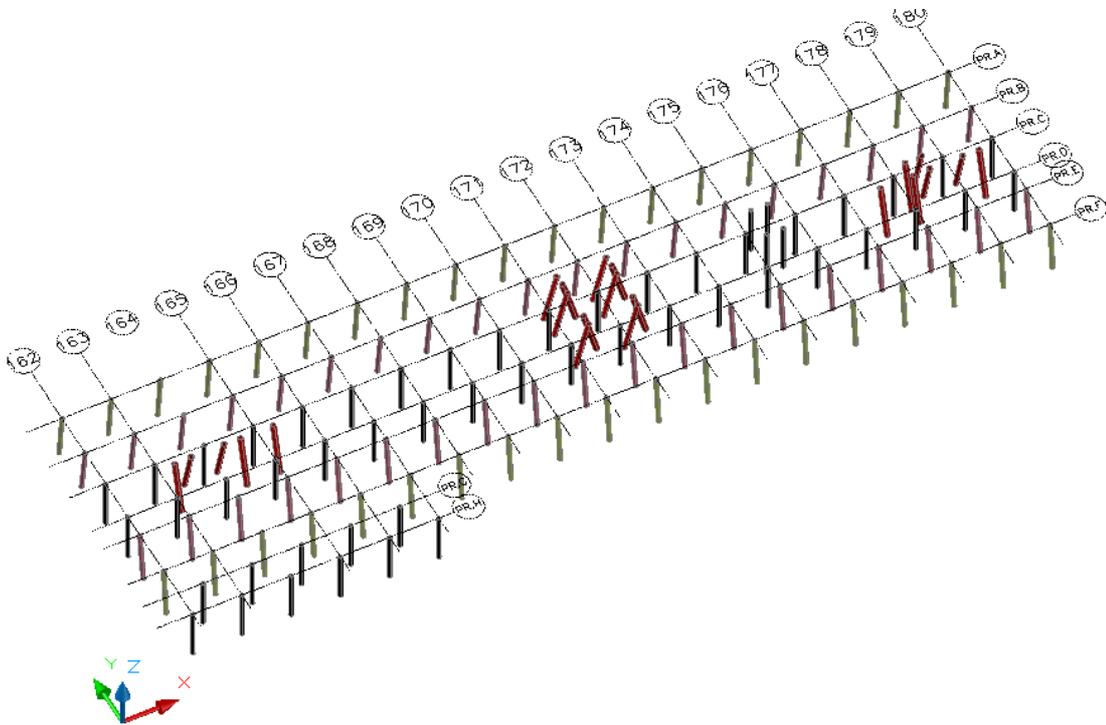


Figura 13- Vista Isométrica do Estaqueamento

Para maior facilidade de compreensão, as estacas foram nomeadas segundo seus eixos transversais e longitudinais, e segundo suas funções. Desta forma, as estacas pré-moldadas que compõe o reticulado básico, levam o número dos seus eixos transversais e a letra dos seus eixos longitudinais. As estacas inclinadas transversalmente ao píer são numeradas sequencialmente, e levam a letra “T”. As estacas inclinadas longitudinalmente ao píer, são numeradas sequencialmente, e levam a letra “L”. As estacas extras verticais levam a letra “V” e as sob o anexo da subestação levam a letra “S”. Esta numeração pode ser observada na figura 14.

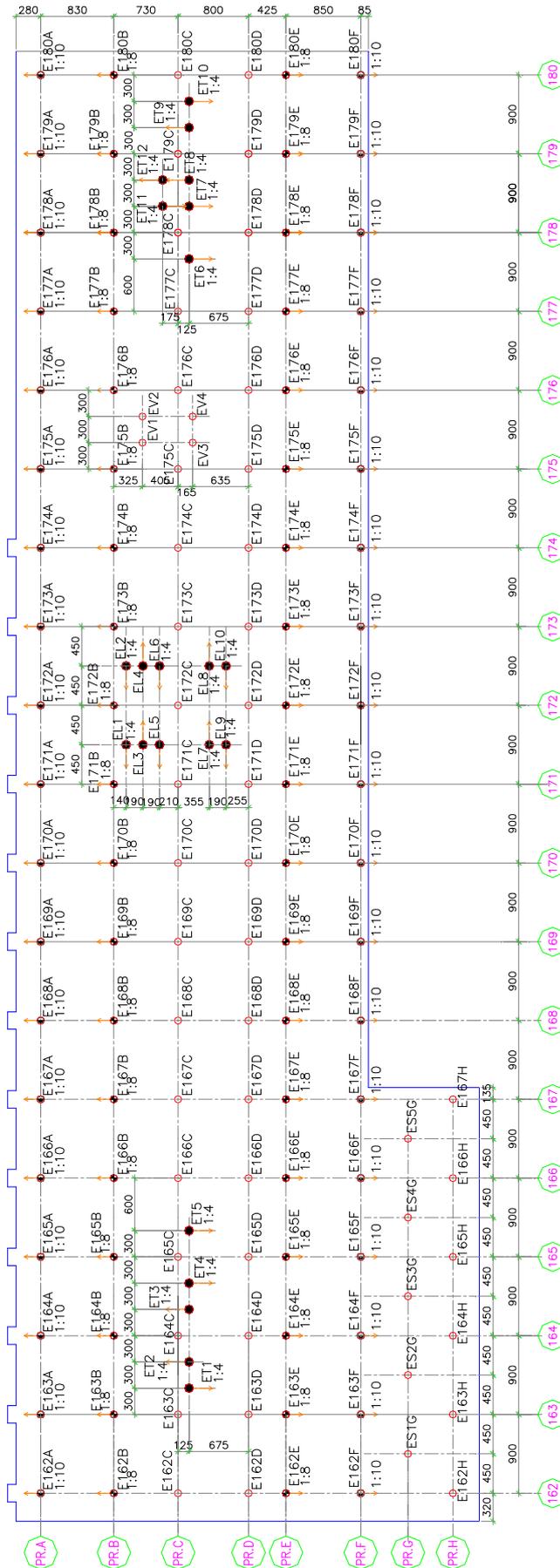


Figura 14: Arranjo do Estaqueamento do Pier de Rebocadores

Para resistir aos esforços horizontais longitudinais foram utilizadas 10 estacas inclinadas longitudinalmente em relação 1:4 (EL1 a EL10), posicionadas próximo ao centro do píer, a fim de evitar a introdução, nestas estacas, de esforços oriundos dos efeitos de variação de temperatura, retração e deformação lenta do tabuleiro. Estas são capazes de resistir aos esforços longitudinais dos transportadores de correia, vento e corrente, gerando o menor deslocamento longitudinal relativo possível entre os tabuleiros do Píer de Rebocadores e do Píer de Minério, como pode ser visto na figura 15.

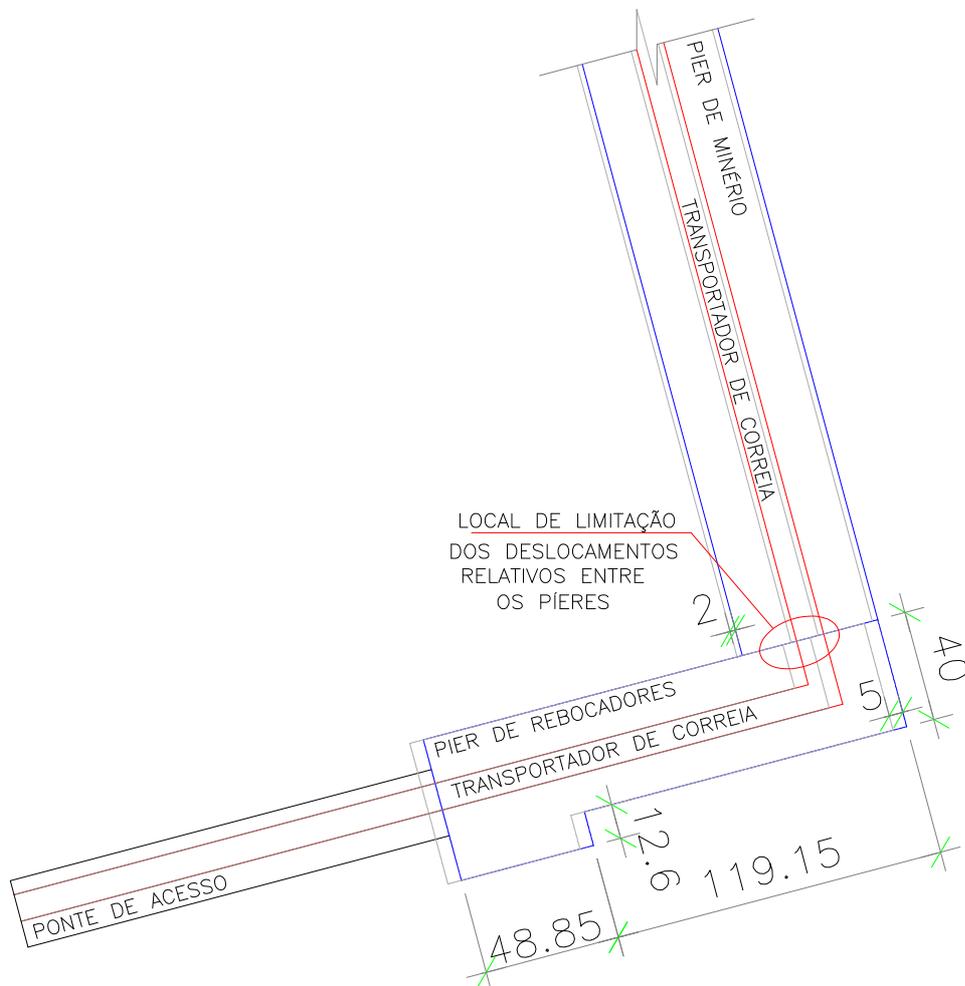


Figura 15: Detalhe de Região com Deslocamentos Relativos Limitados Para o Bom Funcionamento do Porto

Para resistir aos esforços horizontais transversais, como os do vento, da atracação, da amarração e esforços horizontais do transportador de correia, foram utilizadas 12 estacas inclinadas 1:4 na direção transversal (ET1 a ET12).

Além destas, duas linhas de estacas do reticulado básico foram inclinadas transversalmente 1:8 (estacas do eixo PR.B e PR.E), para garantir um travamento transversal da estrutura durante a fase construtiva, resistindo aos esforços oriundos desta fase, detalhados nos próximos capítulos.

Existem também duas linhas de estacas do reticulado básico inclinadas transversalmente 1:10 (estacas do eixo PR.A e PR.F), apenas para atender à distância mínima em relação à linha de estacas mais próximas (eixos PR.B e PR.E), como pode ser observado abaixo, na seção transversal do estaqueamento.

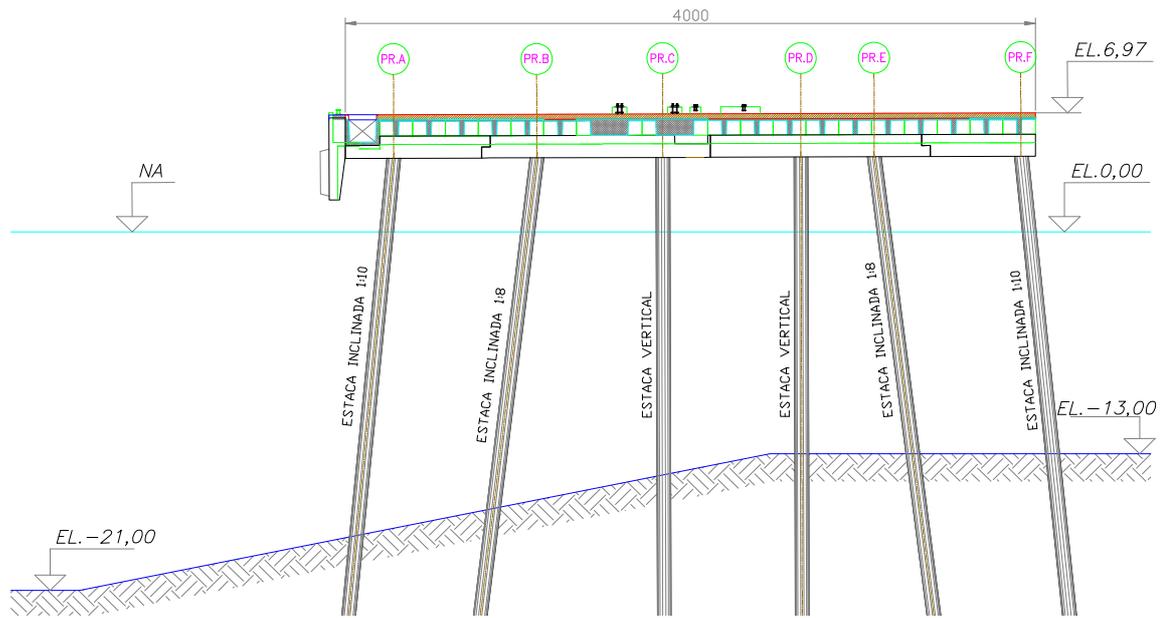


Figura 16: Seção transversal do Estaqueamento no Eixo 169

### 3. FASE FINAL

#### 3.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

Como modelo estrutural para a verificação do estaqueamento na fase final, foi preparado um pórtico espacial utilizando o software de análise estrutural STRAP V.12.5.

A laje foi modelada com elementos finitos, com o objetivo de representar a rigidez horizontal da estrutura, para receber as cargas aplicadas sobre elas e transmiti-las às vigas e outros elementos estruturais.

As vigas foram modeladas como barras, e suas propriedades foram calculadas e inseridas no programa através de suas áreas e inércias. A inércia das vigas foi aplicada considerando sua seção completa, incluindo a espessura da laje, para garantir sua rigidez real. Já a área foi inserida considerando apenas a área das vigas pré-moldadas, sem a espessura da laje moldada “*in loco*”, com a intenção de não sobrepor esforços aplicados à laje, como o da temperatura e da retração.

As seções das estacas foram informadas ao programa e suas propriedades foram geradas automaticamente por este.

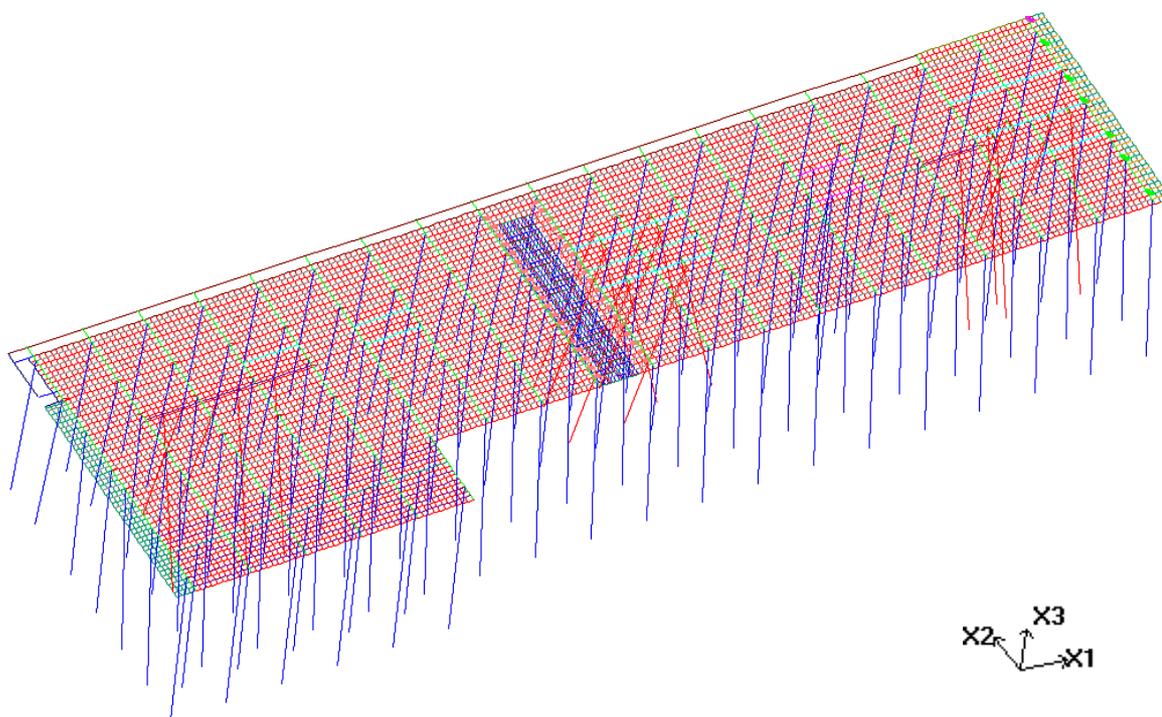


Figura 17: Modelo – Vista Isométrica

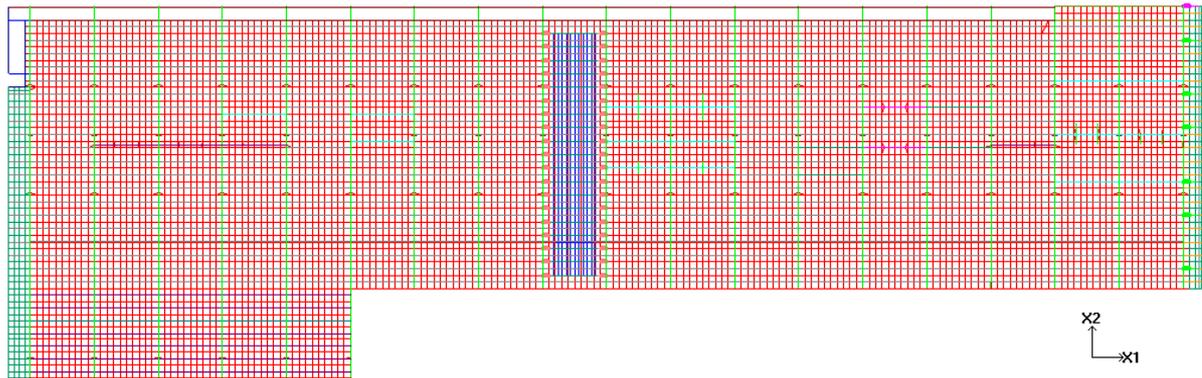


Figura 18: Modelo – Vista Superior do Tabuleiro

Segundo item 14.6.7.2 da NBR6118, em pórticos espaciais, pode-se reduzir a rigidez à torção das vigas por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica, exceto para os elementos estruturais com protensão. Desta forma, a inércia torsional da travessa foi reduzida a 15% da inércia torsional elástica original, mas as longarinas continuaram com sua inércia torsional completa, por serem protendidas.

O modelo foi feito com todo o vigamento, topo das estacas e laje posicionados no nível do centro de gravidade da travessa, como pode ser observado na imagem do modelo, na figura 19.

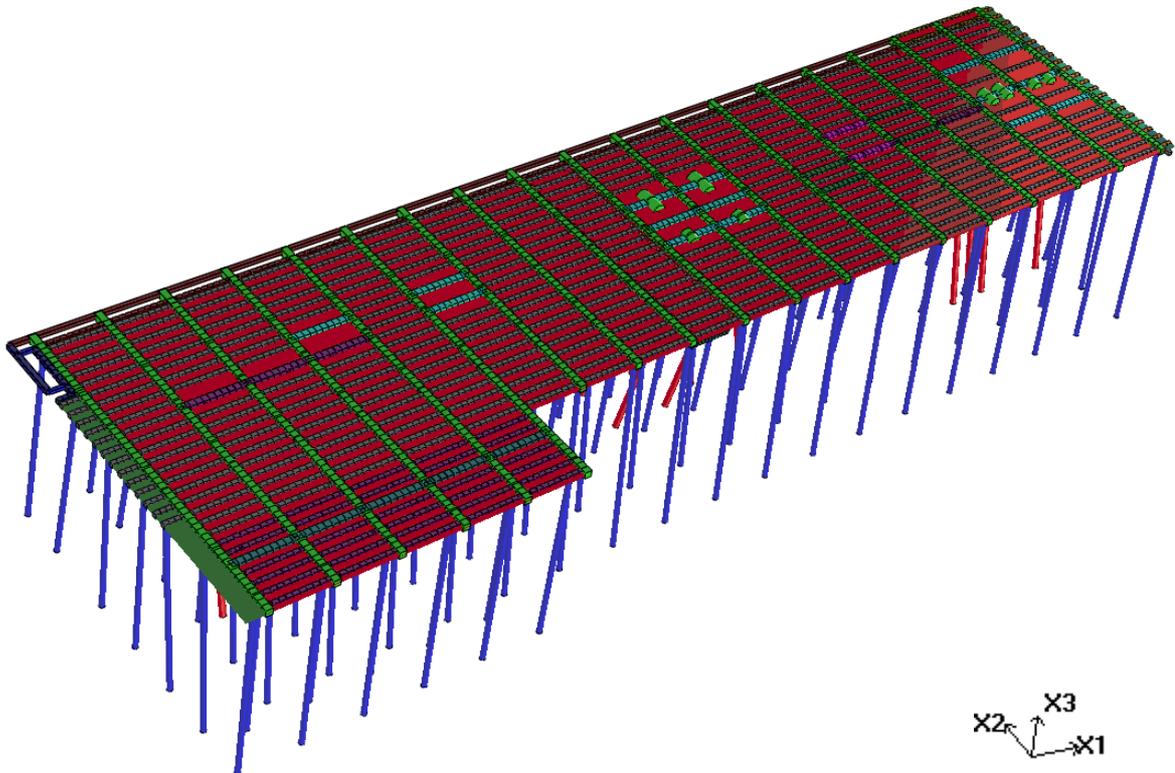


Figura 19: Modelo – Vista Isométrica

### 3.1.1. ESTAQUEAMENTO

As estacas foram modeladas em suas posições reais, cada uma com sua respectiva inclinação, e com o comprimento equivalente ao comprimento entre o fundo da travessa e o fundo do mar, somado ao comprimento de engastamento fictício no solo. Tendo então, como condição de apoio, restrições a todas as rotações e deslocamentos, ou seja, todas as estacas são engastadas na extremidade inferior.

Na figura 20, pode-se observar a vista superior das estacas modeladas, em azul (propriedade 1), as estacas pré-moldadas e em vermelho (propriedade 2), as estacas metálicas preenchidas de concreto.

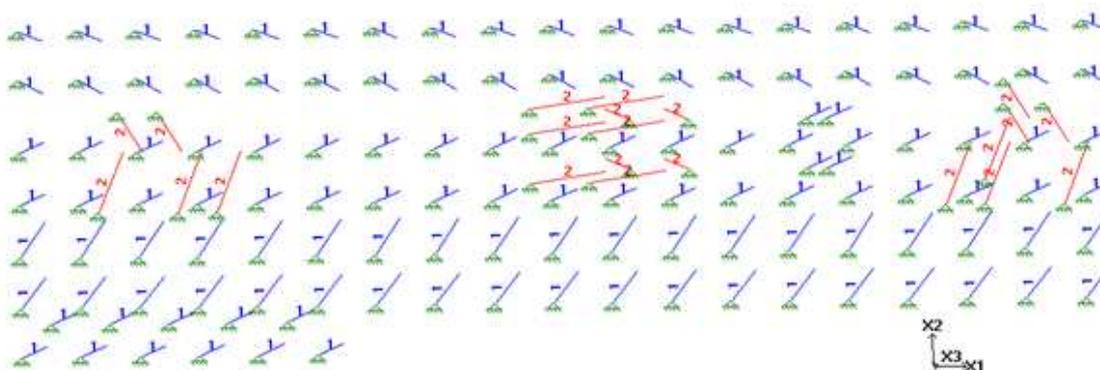


Figura 20: Modelo – Estaqueamento

O comprimento de engastamento fictício foi calculado de acordo com o método de Davisson e Robinson, considerando a sondagem SP08, que se encontra no anexo 1. Foi considerado, a favor da segurança, que o fundo do mar está na elevação de -21,00m, que é a profundidade máxima após a dragagem da região.

Desta forma, foi utilizado o valor de  $n_h$  de acordo com a tabela 15.3 do livro dos prof. Dirceu Veloso & Francisco Lopes [ref. 7], tomando o valor de 11000kN/m<sup>3</sup>, para areias com SPT maior que 30 abaixo do nível d'água.

$$L_s = 1,85 \sqrt{\frac{EI}{n_h}} = 4,5 \text{ m}$$

Considerando, a favor da segurança, que a lâmina d'água mínima no píer é de 21 metros, que o ponto de ligação das estacas com as travessas encontra-se a 5 metros acima do nível d'água mínimo e que o comprimento de engastamento vale 4,5 metros, totaliza-se 30,5 metros de comprimento vertical para as estacas no modelo.



<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
<b>-180015</b>

Tabela 1: Somatório da Carga de Peso Próprio da Superestrutura

### 3.2.1.2. PESO PRÓPRIO DA INFRAESTRUTURA

O peso próprio das estacas não foi aplicado automaticamente pelo programa como o da superestrutura. Este foi calculado manualmente, para levar em conta o empuxo na parte submersa das estacas, como demonstrado nos cálculos a seguir:

- Estacas pré-moldadas de concreto:  
 Área →  $A = 0,3063\text{m}^2$   
 Peso próprio →  $P_1 = 25 \cdot A = 7,66 \text{ kN/m}$   
 Empuxo →  $E = 10 \cdot A = 3,06 \text{ kN/m}$   
 Peso Próprio + Empuxo →  $P_2 = P_1 - E = 4,59 \text{ kN/m}$

Desta forma, a carga linear  $P_1$  foi considerada nos primeiros 7m superiores da estaca, ou seja, altura onde esta sem encontra fora da água. E a carga linear calculada  $P_2$  foi considerada abaixo dos primeiros 7m, onde a estaca sofre a ação do empuxo.

- Estacas metálicas preenchidas de concreto:

Neste cálculo foi desprezado o peso da camisa metálica, considerando apenas o peso da seção de concreto da estaca.

- Área →  $A = 0,76 \text{ m}^2$   
 Peso próprio →  $P_1 = 25 \cdot A = 19,00 \text{ kN/m}$   
 Empuxo →  $E = 10 \cdot A = 7,60 \text{ kN/m}$   
 Peso próprio + Em puxo →  $P_2 = P_1 - E = 11,40 \text{ kN/m}$

Desta forma, a carga linear  $P_1$  foi considerada nos primeiros 7,2m da parte superior da estaca, considerando a estaca inclinada 1:4, ou seja, altura onde esta se encontra fora da água. E a carga linear calculada  $P_2$  foi considerada abaixo dos primeiros 7,2m, onde a estaca sofre a ação do empuxo.

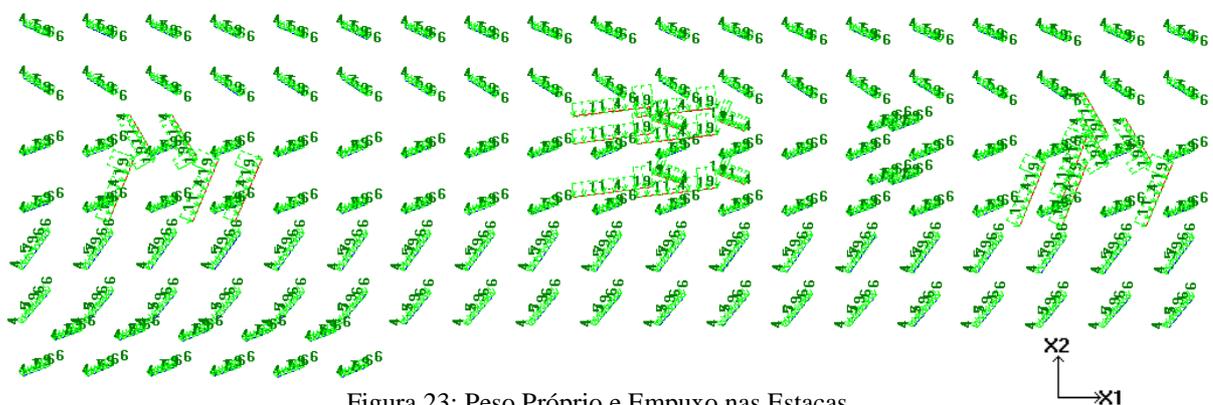


Figura 23: Peso Próprio e Empuxo nas Estacas

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
<b>-29884</b>

Tabela 2: Somatório da Carga de Peso Próprio das Estacas

### 3.2.1.3. PESO PRÓPRIO DO GUARDA RODAS

O guarda rodas se encontra ao redor da pista, protegendo o transportador de correia e limitando a pista na extremidade do Píer. Este foi modelado com barras fictícias, para maior facilidade de aplicação das cargas. Desta forma, o peso próprio do mesmo foi calculado manualmente e aplicado a estas barras como carga linear, seguindo o caminho exato do guarda rodas.

$$\text{Área do guarda rodas} \rightarrow A_{GR} = 0,22\text{m}^2$$

$$\text{Peso próprio do guarda rodas por metro} \rightarrow q_{GR} = A_{GR} \times 25 = 5,5\text{kN/m}$$

A carga linear aplicada, de 5,5kN/m, pode ser observada na figura 24, destacada em verde.

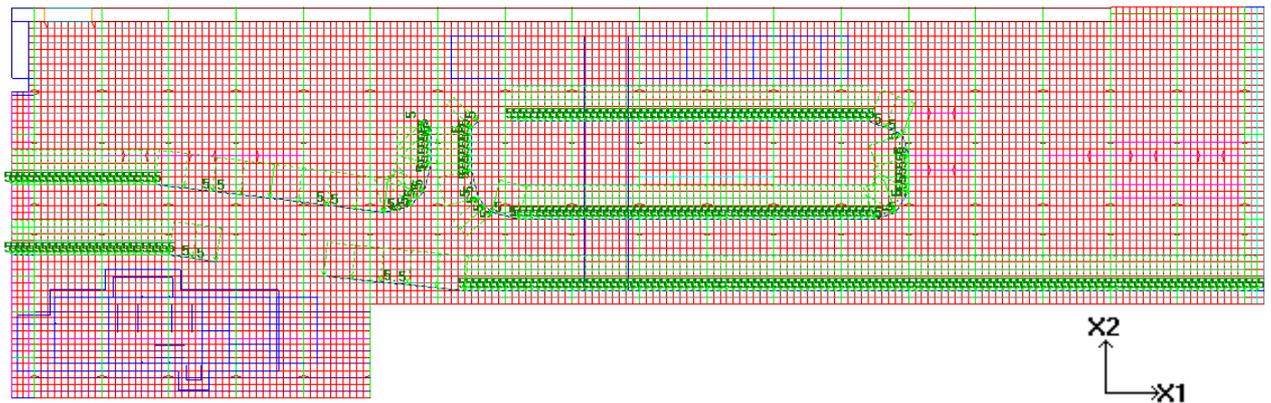


Figura 24: Cargas dos Guarda Rodas

$F_{x_3}$ (kN)
-1928

Tabela 3: Somatório da Carga de Guarda-Rodas

### 3.2.1.4. ESCADAS DE ACESSO AOS REBOCADORES

Na extremidade superior do Píer, foram projetadas 3 escadas, posicionadas de forma a atender a possível atracação de 3 rebocadores, que se localizam em um nível muito mais baixo que o tabuleiro do Píer, necessitando então das escadas para acesso.

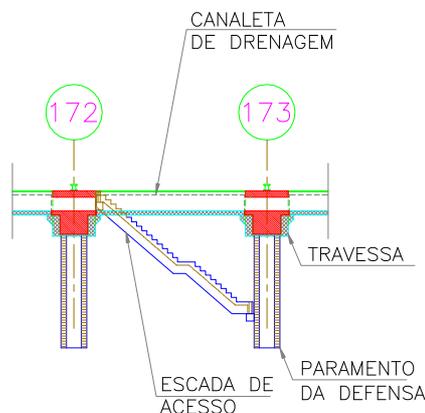


Figura 25: Escada de Acesso ao Píer

Na figura 25, pode-se observar que a escada se apóia nos pré-moldados das defensas, que por sua vez, se apóiam nas travessas. Considerando isto, o peso das escadas foi estimado manualmente e aplicado diretamente na ponta das travessas, pois os pré-moldados da defesa e da escada não foram modelados.

Volume de cada escada  $\rightarrow V_{escada} = 3,08 \text{ m}^3$

Peso próprio da escada  $\rightarrow P_{escada} = 25 \cdot V = 77,0 \text{ kN}$

Força em cada ponto de aplicação  $\rightarrow F_{aplicada} = P_{escada} / 2 = 38,5 \text{ kN}$

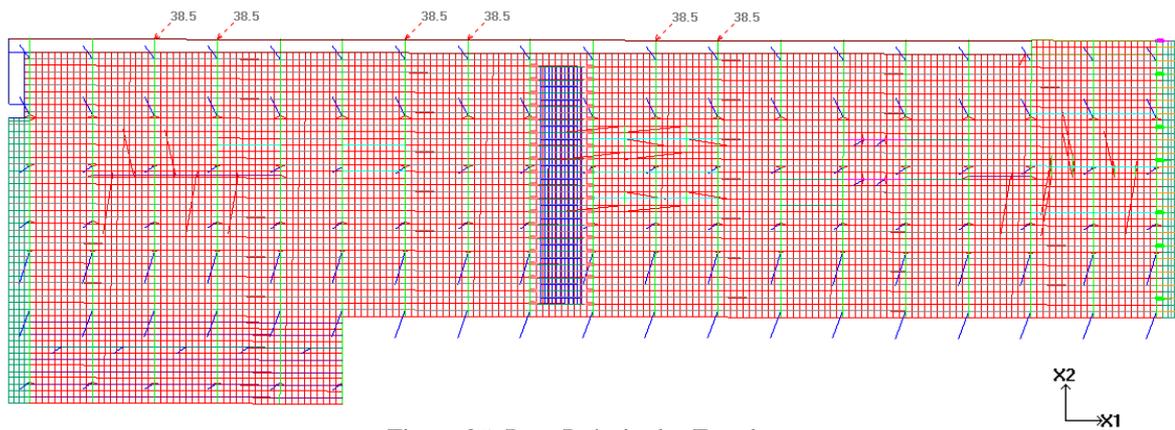


Figura 26: Peso Próprio das Escadas

$F_{x_3}$ (kN)
-231

Tabela 4: Somatório da Carga de Peso Próprio das Escadas

### 3.2.1.5. SUPORTE DAS DEFENSAS

O peso dos pré-moldados das defensas foi estimado manualmente, e aplicado no extremo das 13 travessas que dão suporte a estes.

Volume do pré-moldado da defesa  $\rightarrow V_{defensa} = 7,48 \text{ m}^3$

Peso de cada pré-moldado da defesa  $\rightarrow P_{defensa} = 25 \cdot V_{defensa} = 187 \text{ kN}$

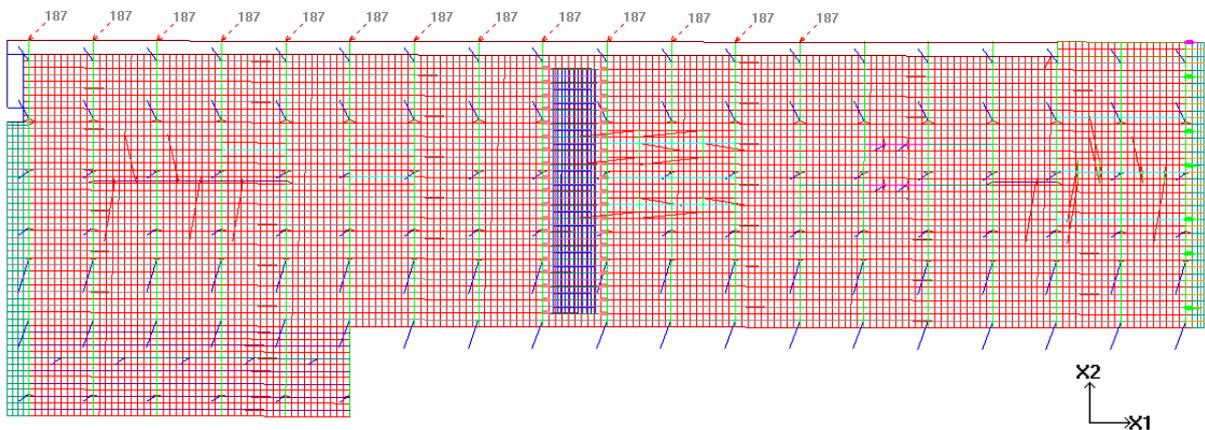


Figura 27: Peso Próprio do Suporte das Defensas

$F_{x_3}$ (kN)
-2431

Tabela 5: Somatório da Carga de Peso Próprio dos Pré-moldados das Defensas

### 3.2.1.6. PAVIMENTAÇÃO

A pavimentação será aplicada à estrutura como carga distribuída na região onde é possível a circulação de veículos, constituída por uma camada de 4 cm de espessura constante de asfalto de alta qualidade, resultando no seguinte carregamento:

$$\text{Peso da pavimentação} \rightarrow q_{\text{PAV}} = 0,04 \times 24 = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

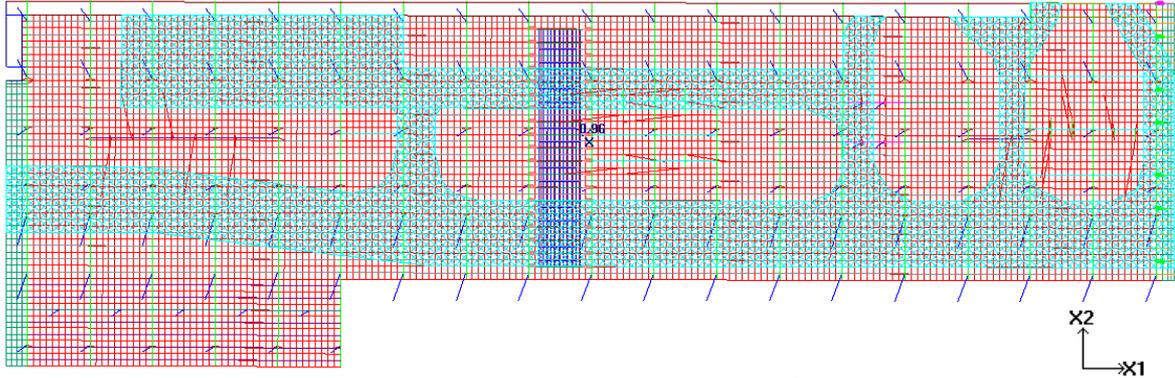


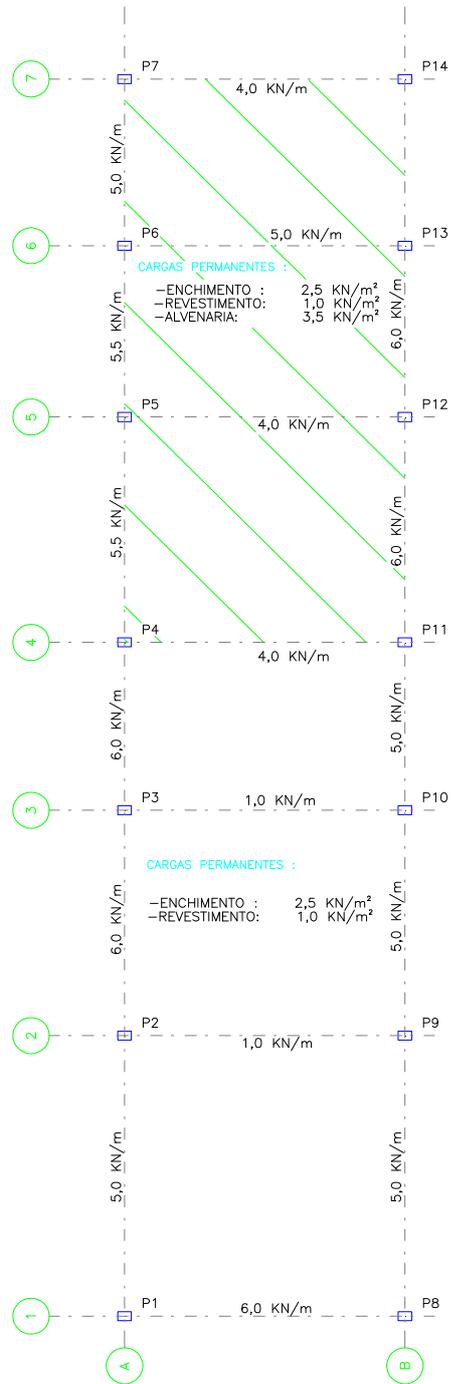
Figura 28: Carregamento de Pavimentação

$F_{x_3}$ (kN)
-2903

Tabela 6: Somatório da Carga de Pavimentação

### 3.2.1.7. CARGAS PERMANENTES DO PRÉDIO DE OPERADORES

O Prédio de Operadores foi projetado com a intenção de abrigar salas de administração, operação e sanitários, para os operários que trabalharão no Píer. Para isto, o prédio foi dimensionado, obtendo os seguintes esforços a serem aplicados no tabuleiro do Píer:



Pilar	CARGAS NA LAJE DO PIER DEVIDOS AOS PILARES
	Força vertical (kN)
P1	88.0
P2	163.2
P3	97.6
P4	115.1
P5	176.3
P6	162.4
P7	63.5
P8	88.0
P9	162.6
P10	97.0
P11	113.3
P12	126.2
P13	113.2
P14	63.5

Figura 29: Projeto do Prédio de Operadores – Cargas permanentes

Como permanentes, então, foram aplicadas cargas lineares, representando as paredes de alvenaria; uma carga distribuída na laje; e as cargas oriundas dos pilares do prédio, como pode ser observado na figura 30.

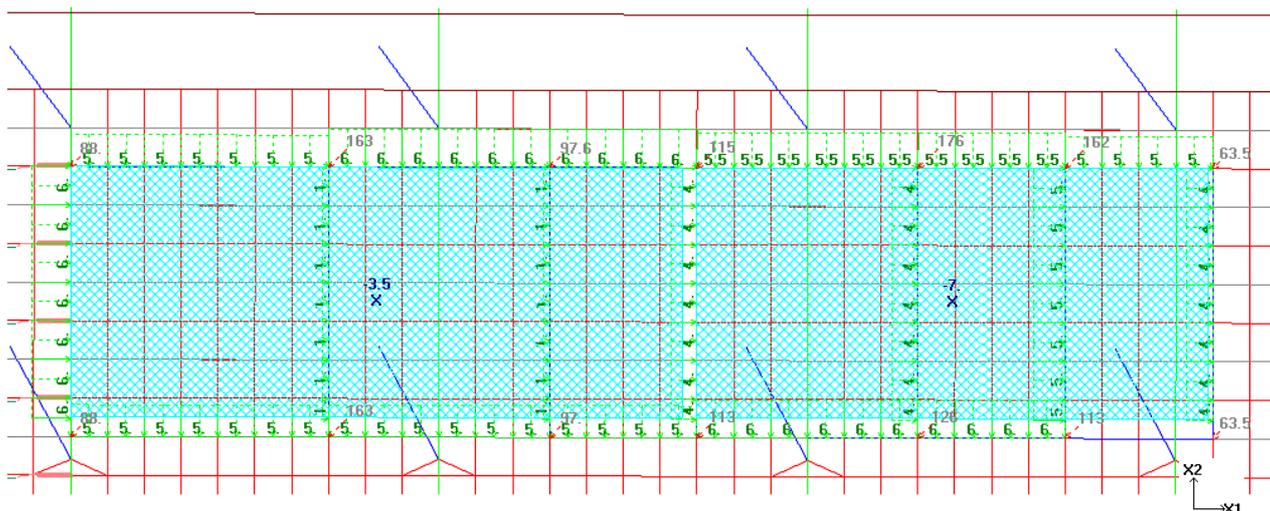


Figura 30: Cargas Permanentes do Prédio de Operadores

$F_{x3}$ (kN)
-2928

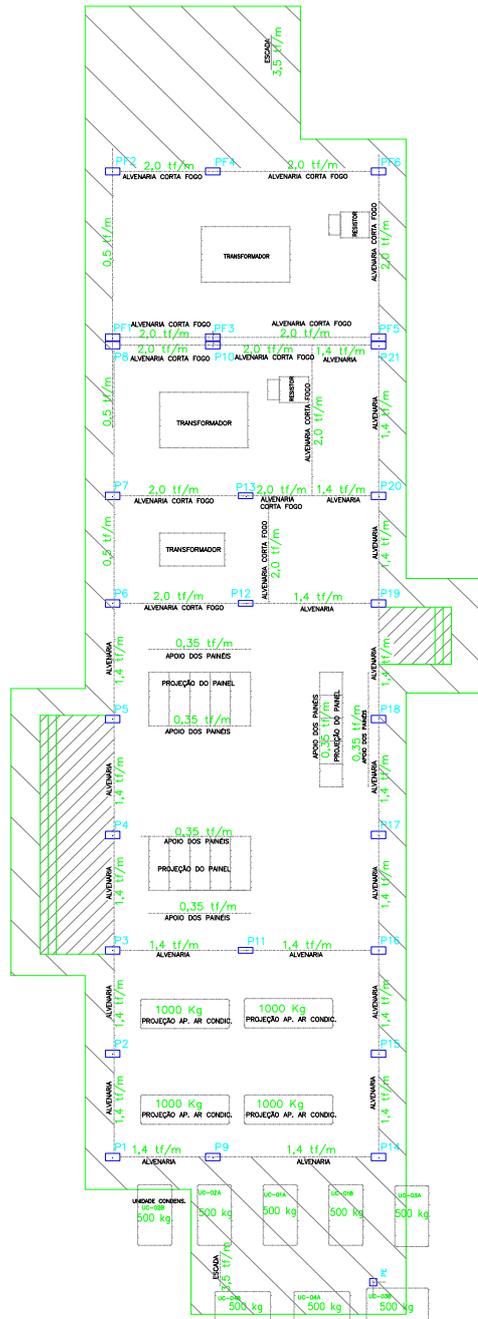
Tabela 7: Somatório da Carga Permanente do Prédio de Operadores

### 3.2.1.8. CARGAS PERMANENTES DA SUBESTAÇÃO

A subestação foi projetada para abrigar, em uma fase inicial, dois transformadores, estando previsto para o futuro, uma adição de mais um transformador, conforme a necessidade de ampliação do porto. Para o funcionamento da subestação, ainda foram projetadas salas de controle, de ar condicionado, elétricas etc., compondo três andares de prédio.

Foram aplicadas ao modelo cargas lineares referentes às alvenarias, cargas distribuídas provenientes de enchimentos e revestimentos, cargas concentradas oriundas dos pilares do prédio, além de cargas concentradas e distribuídas, originárias de equipamentos.

O esquema de carregamentos sobre a laje do Píer pode ser observado na figura 31, e sua respectiva imagem da aplicação no modelo, pode ser vista na figura 32.



- CARGAS PERMANENTES : –ENCHIMENTO : 2 kN/m<sup>2</sup>  
–REVESTIMENTO: 1 kN/m<sup>2</sup>
- CARGAS PERMANENTES : –ENCHIMENTO : 1,5 kN/m<sup>2</sup>
- CARGAS PERMANENTES : –ENCHIMENTO : 5 kN/m<sup>2</sup>

ELEM	FZ MÁXIMO				
	Fz (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
P1	24.6	0.1	2.1	-6.5	0.1
P2	33.3	0.0	2.5	-7.3	-0.1
P3	34.8	0.0	1.9	-6.0	0.0
P4	42.5	0.0	3.0	-7.0	-0.1
P5	43.8	0.0	3.2	-7.2	0.0
P6	31.1	0.0	1.6	-5.2	0.0
P7	42.2	-0.1	2.2	-7.8	-0.2
P8	19.6	0.2	1.5	-4.8	0.3
P9	54.5	0.1	-1.1	4.7	0.1
P10	37.6	0.0	-1.0	3.8	0.0
P11	47.3	-0.1	0.0	0.0	-0.2
P12	35.3	0.2	-0.1	0.1	0.4
P13	29.6	-0.2	-1.2	4.0	-0.4
P14	32.6	0.2	-2.7	7.5	0.3
P15	36.3	0.0	-2.6	7.4	0.0
P16	35.1	0.0	-1.8	5.8	-0.1
P17	44.6	0.0	-3.1	7.0	-0.1
P18	45.6	0.0	-3.2	7.2	0.0
P19	31.5	0.0	-1.5	5.0	0.0
P20	41.6	-0.1	-1.0	3.1	-0.2
P21	26.2	0.2	-1.8	5.3	0.3
PE	9.0	-0.4	0.0	0.0	-1.0
PF1	19.7	-0.3	1.3	-4.0	-0.6
PF2	21.2	0.3	1.3	-4.0	0.5
PF3	38.9	-0.8	-0.5	2.3	-1.5
PF4	42.4	0.8	-0.6	2.4	1.4
PF5	28.1	-0.5	-1.7	4.4	-0.9
PF6	30.2	0.5	-1.7	4.3	0.8

Figura 31: Esquema de Cargas Permanentes da Subestação







<b><math>F_{x_3}</math> (kN)</b>
-14005

Tabela 12: Somatório da Sobrecarga Normal no Tabuleiro

### 3.2.2.1.2. SOBRECARGA DE ACIDENTE NO TABULEIRO

A sobrecarga de acidente foi criada com a intenção de representar uma situação em que haja um derramamento de minério no tabuleiro. Esta possui o mesmo valor da sobrecarga normal, 5kN/m<sup>2</sup>, mas foi aplicada em todo o tabuleiro, exceto na área onde se encontram os prédios e na pista; desta vez, incluindo a área em baixo dos transportadores.

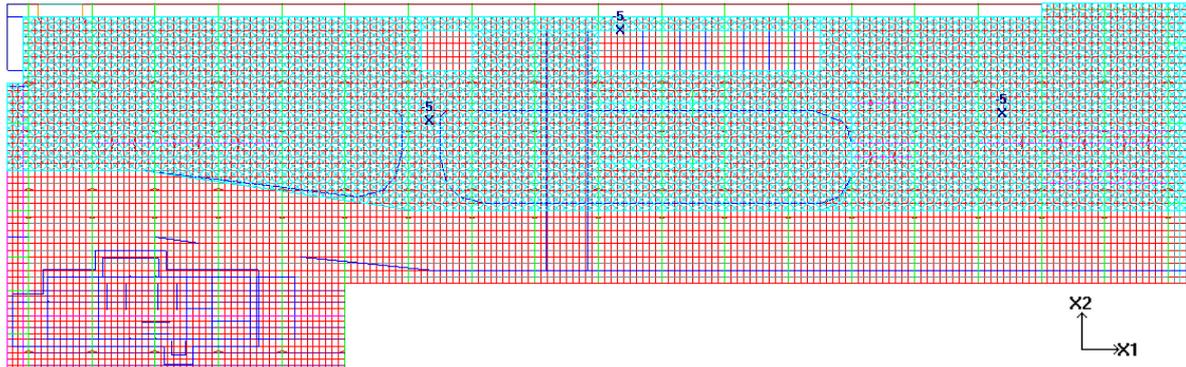


Figura 36: Sobrecarga de Acidente de Minério no Tabuleiro do Píer

<b><math>F_{x_3}</math> (kN)</b>
-20989

Tabela 13: Somatório da Sobrecarga de Acidente de Minério no Tabuleiro

### 3.2.2.1.3. SOBRECARGA ÚNICA

Esta carga foi criada para cobrir todas as hipóteses de carregamento, tendo em vista considerar os carregamentos em geral no Píer. Com o valor de 10kN/m<sup>2</sup>, este carregamento será combinado apenas com as cargas permanentes, ignorando qualquer outra sobrecarga possível. Para isto, a sobrecarga foi distribuída ao longo de todo o Píer, exceto nas áreas onde existem edificações.

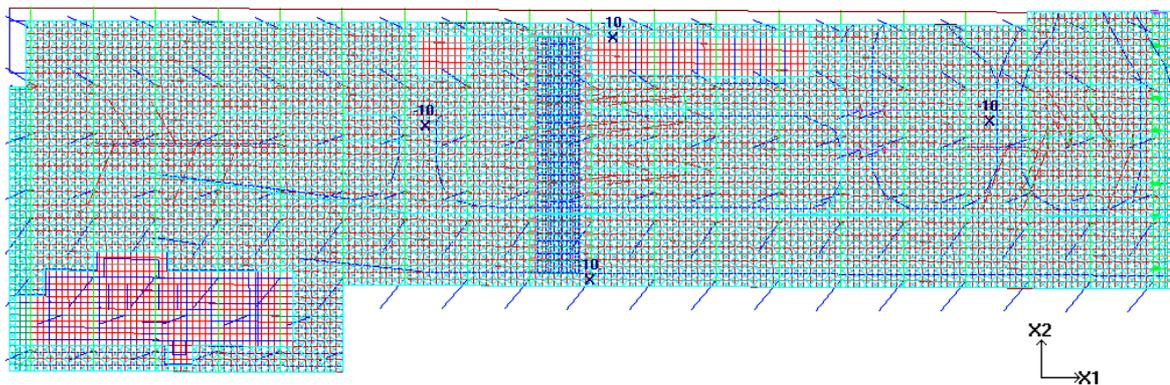


Figura 37: Sobrecarga Distribuída de 10kN/m<sup>2</sup>

<b><math>F_{x_3}</math> (kN)</b>
-63121

Tabela 14: Somatório da Sobrecarga Distribuída de 10kN/m<sup>2</sup>

### 3.2.2.2. SOBRECARGA NA CANALETA DE DRENAGEM

Para o carregamento na canaleta de drenagem também foi considerada uma carga normal e uma situação de acidente, considerando derramamento de minério, como descrito abaixo.

#### 3.2.2.2.1. SOBRECARGA NORMAL NA CANALETA DE DRENAGEM

A sobrecarga da canaleta foi calculada considerando que esta se encontra toda cheia de água, e aplicada nas duas paredes laterais, distribuídas linearmente.

$$\text{Área interna da canaleta} \rightarrow A_{\text{canaleta}} = 1,52 \text{ m}^2$$

$$\text{Carregamento linear} \rightarrow Q_{\text{canaleta}} = 10 \cdot A = 15,2 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento linear por parede} \rightarrow Q_{\text{aplicada}} = Q_{\text{canaleta}} / 2 = 7,6 \text{ kN/m}$$

A canaleta que faz a ligação entre a canaleta da Ponte de Acesso e a do Píer de Rebocadores, possui dimensões um pouco diferentes, obtendo então uma sobrecarga diferenciada, como definido a seguir:

$$\text{Área interna da canaleta} \rightarrow A_{\text{canaleta}} = 1,66 \text{ m}^2$$

$$\text{Carregamento linear} \rightarrow Q_{\text{canaleta}} = 10 \cdot A = 16,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento linear por parede} \rightarrow Q_{\text{aplicada}} = Q_{\text{canaleta}} / 2 = 8,3 \text{ kN/m}$$

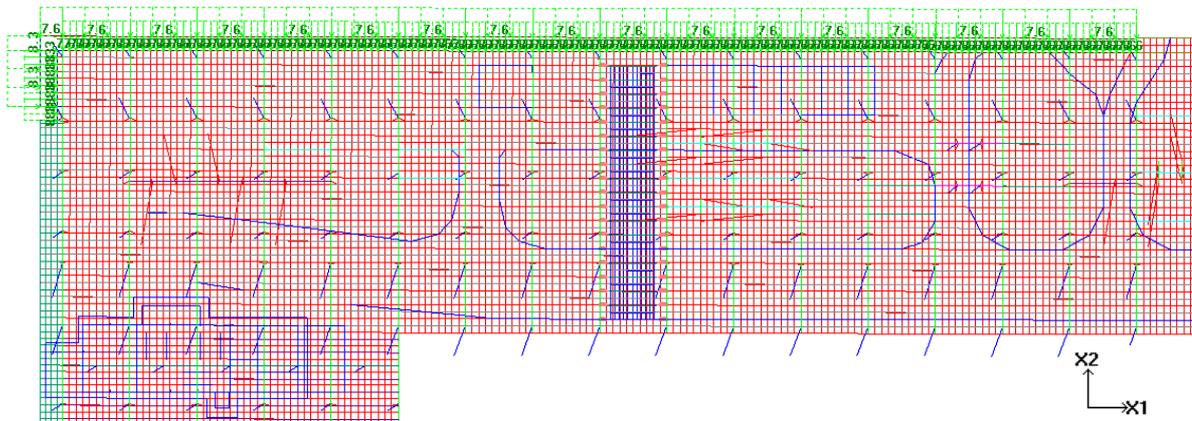


Figura 38: Sobrecarga Normal na Canaleta de Drenagem

$Fx_3$ (kN)
-2370

Tabela 15: Somatório da Sobrecarga Normal na Canaleta de Drenagem

#### 3.2.2.2.2. SOBRECARGA DE ACIDENTE NA CANALETA DE DRENAGEM

Assim como para o carregamento distribuído, para a sobrecarga na canaleta, também foi considerada uma situação de acidente, onde a canaleta se encontra cheia de água e metade cheia de minério. Considerando o peso específico do minério submerso como  $22 \text{ kN/m}^3$ , temos a seguinte sobrecarga:

$$\text{Área interna da canaleta} \rightarrow A_{\text{canaleta}} = 1,52 \text{ m}^2$$

$$\text{Carregamento devido ao minério na canaleta} \rightarrow Q_{\text{canaleta}} = 22 \cdot A_{\text{canaleta}} / 2 = 16,72 \text{ kN/m}$$

Carregamento equivalente à água e ao minério  $\rightarrow Q_{total} = 16,72 + 15,2 = 31,9 \text{ kN/m}$   
 Carregamento linear por parede  $\rightarrow Q_{aplicada} = Q_{total} / 2 = 16 \text{ kN/m}$

Fazendo as mesmas considerações, encontramos a seguinte sobrecarga para a canaleta de ligação da canaleta da ponte com a do píer de rebocadores:

Carregamento linear por parede  $\rightarrow Q_{aplicada} = 17,5 \text{ kN/m}$

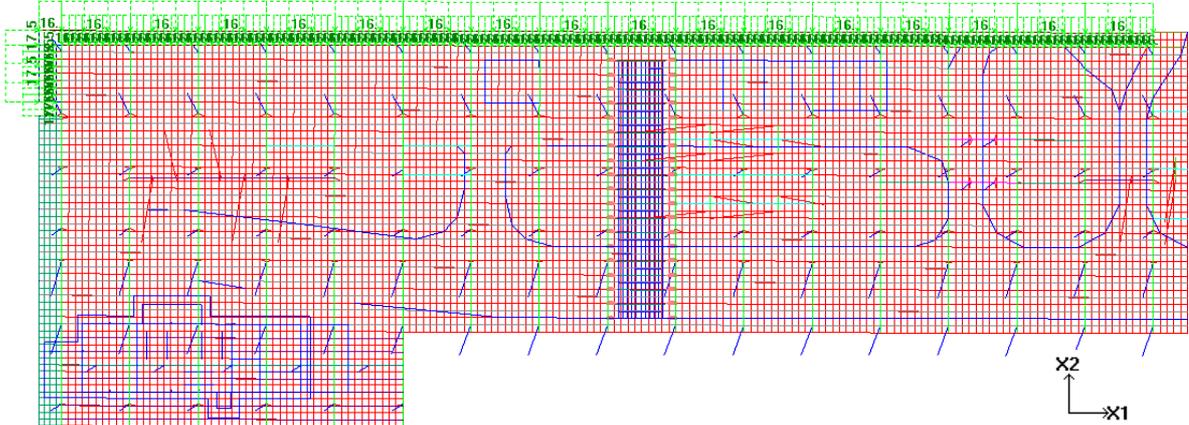


Figura 39: Sobrecarga de Acidente de Minério na Canaleta

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-4989

Tabela 16: Somatório da Sobrecarga de Acidente de Minério na Canaleta

### 3.2.2.3. SOBRECARGA DA ESTAÇÃO DE BOMBEAMENTO

No Píer de Rebocadores está localizada uma estação de bombeamento, que em caso de acidente, está preparada para bombear água do mar, para combate a incêndio.

Na área onde se encontra a estação de bombeamento, foi considerada uma sobrecarga distribuída de  $2 \text{ kN/m}^2$ , e o peso das bombas e equipamentos específicos.

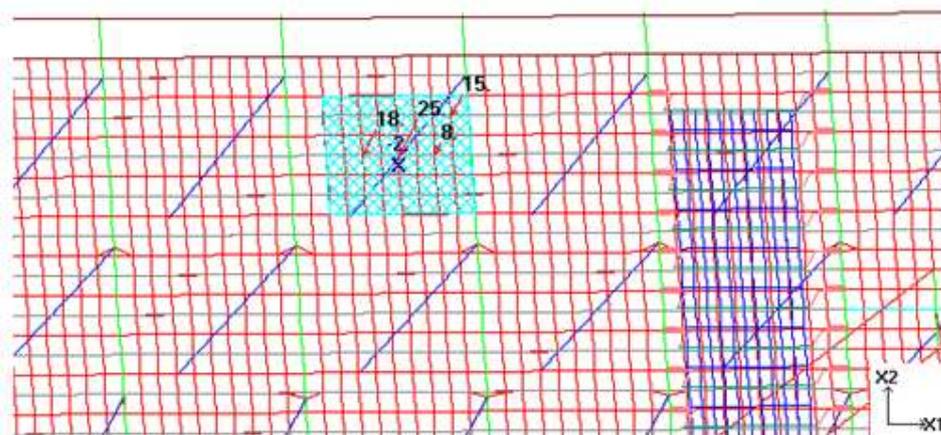


Figura 40: Sobrecarga da Estação de Bombeamento para Combate a Incêndio

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-148

Tabela 17: Somatório da Sobrecarga da Estação de Bombeamento para Combate a Incêndio

### 3.2.2.4. SOBRECARGA DA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTO

Ao lado do Prédio de Operadores, se encontra uma Estação de Tratamento de Esgoto, que tratará todo o esgoto proveniente dos prédios de administração.

Na área onde se encontra a estação, foi considerada apenas uma carga distribuída de 25kN/m<sup>2</sup>, estimada para o peso dos equipamentos e cargas em geral.

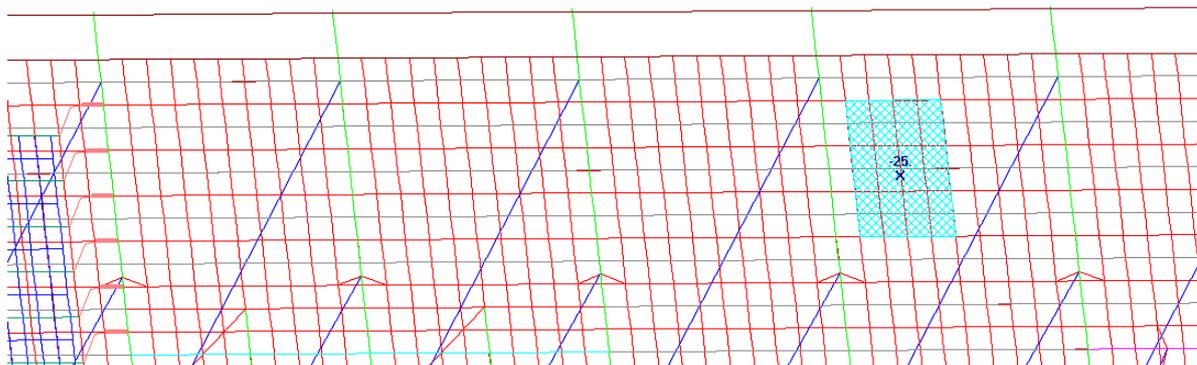


Figura 41: Sobrecarga da Estação de Tratamento de Esgoto

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-513

Tabela 18: Somatório da Sobrecarga da Estação de Tratamento de Esgoto

### 3.2.2.5. SOBRECARGA DE UTILIDADES NO TABULEIRO E NA PASSARELA

Foi considerada uma sobrecarga de 12,5kN/m<sup>2</sup>, em uma faixa de aproximadamente dois metros de largura, ao redor do píer, considerando as instalações hidráulicas e elétricas, com possíveis suportes para as mesmas.

Na passarela situada em baixo do píer, foram aplicadas sobrecargas de 4kN/m<sup>2</sup> e 2kN/m<sup>2</sup>, simulando o carregamento das instalações hidráulicas e elétricas, respectivamente, considerando cada metade da passarela destinada a um tipo de instalação.

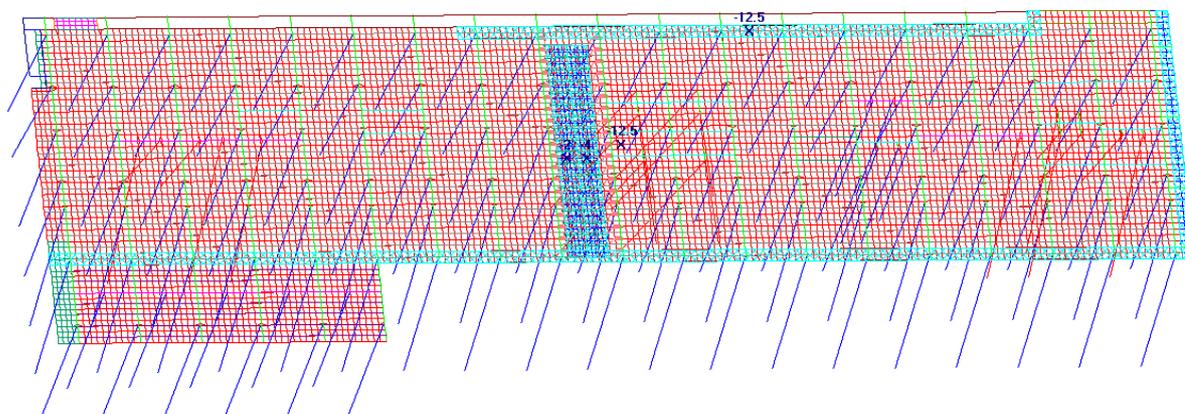


Figura 42: Sobrecarga da Tubulação e Passarela

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-7472

Tabela 19: Somatório da Sobrecarga da Tubulação e Passarela

### 3.2.2.6. SOBRECARGAS DO PRÉDIO DE OPERADORES

A sobrecarga do Prédio de Operadores foi considerada como a carga variável nos pilares do edifício, e uma sobrecarga distribuída, equivalente à utilização em geral do prédio.

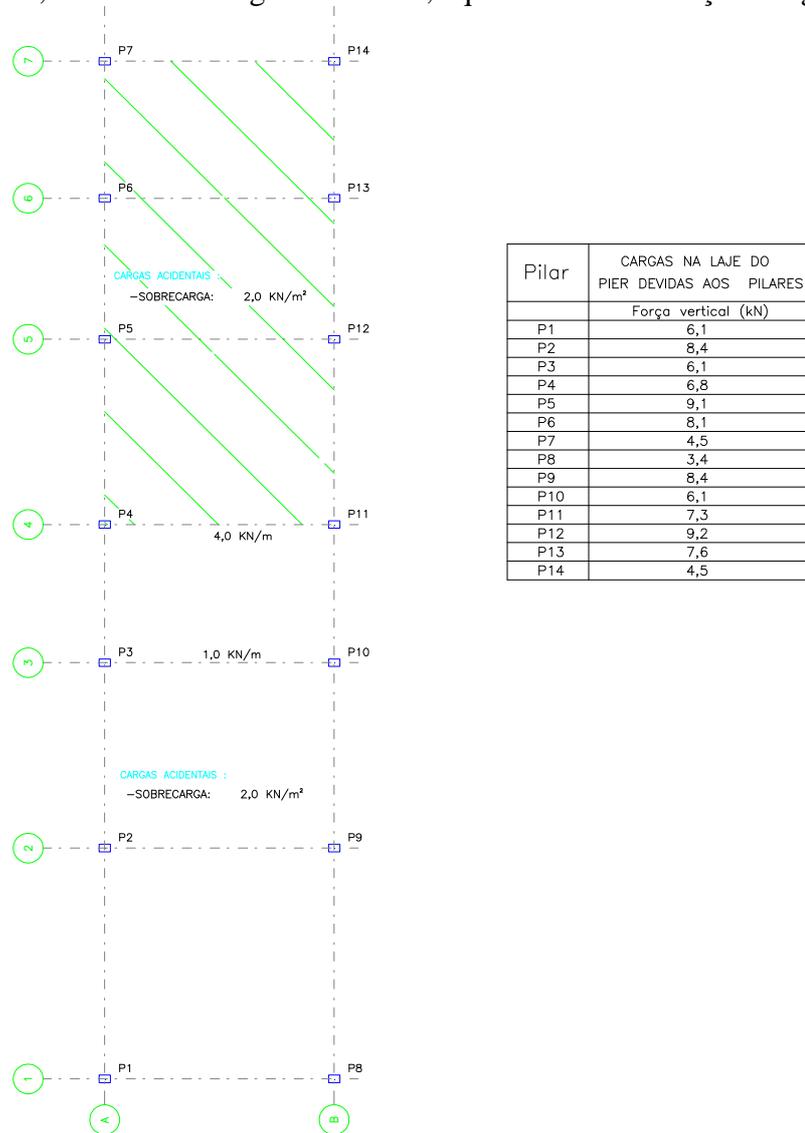


Figura 43: Esquema das Sobrecargas do Prédio de Operadores

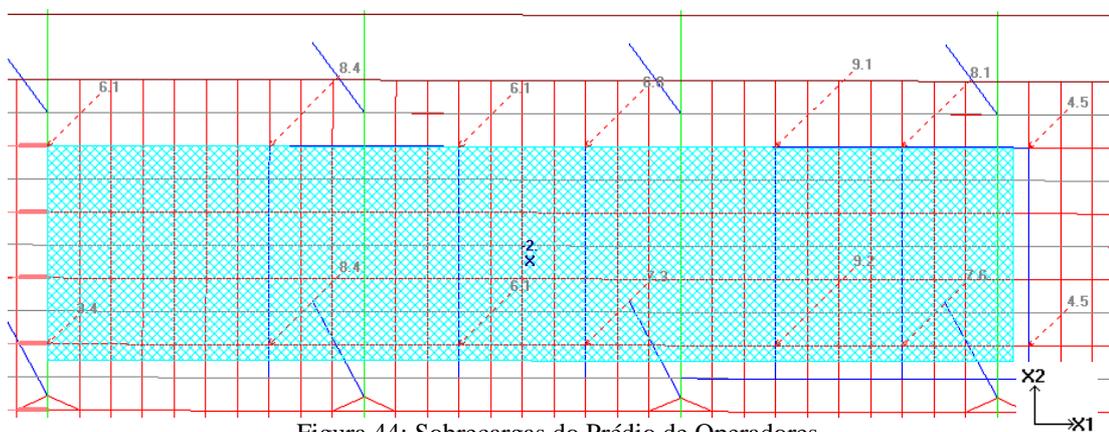


Figura 44: Sobrecargas do Prédio de Operadores

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-433

Tabela 20: Somatório das Sobrecargas do Prédio de Operadores

### 3.2.2.7. SOBRECARGAS DA SUBESTAÇÃO

A sobrecarga da subestação foi aplicada considerando o carregamento variável nos pilares do prédio e a carga distribuída equivalente às sobrecargas em geral.

<b>PILAR</b>	<b>F<sub>z</sub> (kN)</b>
P1	60
P2	20
P3	26
P4	19
P5	19
P6	24
P7	30
P8	51
P9	34
P10	28
P11	4
P12	2
P13	4
P14	27
P15	20
P16	27
P17	19
P18	19
P19	25
P20	25
P21	22
PE	5

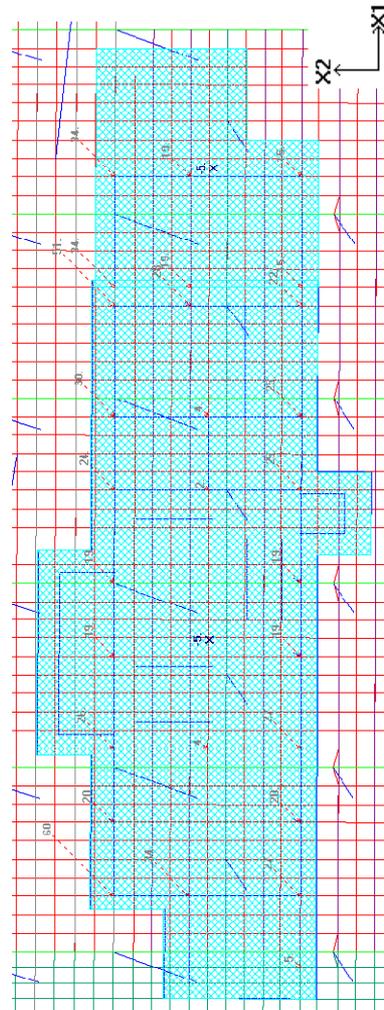


Figura 45: Sobrecargas da Subestação

<b>F<sub>x3</sub> (kN)</b>
-5249

Tabela 21: Somatório das Sobrecargas da Subestação

Para simplificação das combinações, todas as sobrecargas foram reunidas em um carregamento de cargas combinadas, gerando um carregamento de sobrecarga na situação normal, considerando o carregamento normal da canaleta e de carga distribuída no tabuleiro; e outro carregamento de sobrecarga na situação de acidente de derramamento de minério no piér, considerando suas respectivas cargas na canaleta e no tabuleiro.

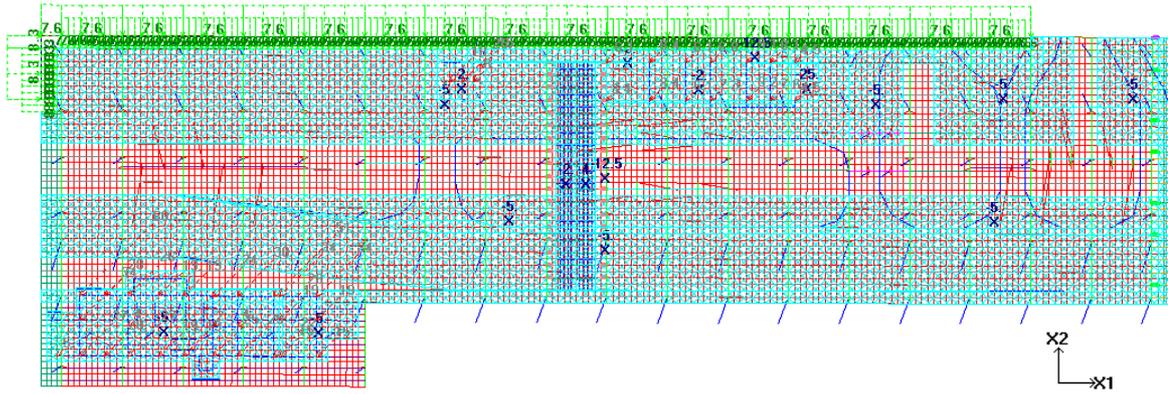


Figura 46: Sobrecarga Total na Situação Normal

<b><math>F_{x_3}</math> (kN)</b>
-38196

Tabela 22: Somatório da Sobrecarga Total na Situação Normal

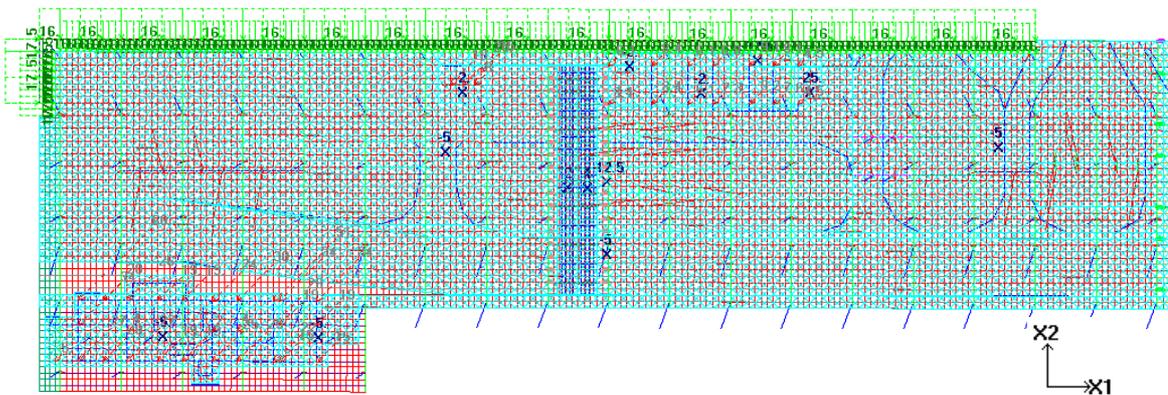


Figura 47: Sobrecarga Total na Situação de Acidente de Derramamento de Minério

<b><math>F_{x_3}</math> (kN)</b>
-47798

Tabela 23: Somatório da Sobrecarga Total na Situação de Acidente de Derramamento de Minério

### 3.2.2.8. ATRACAÇÃO

A carga de atracação foi aplicada em três posições diferentes, mas não simultâneas, considerando dois rebocadores já amarrados nos outros pontos, com a corrente pressionando-os contra as defensas.

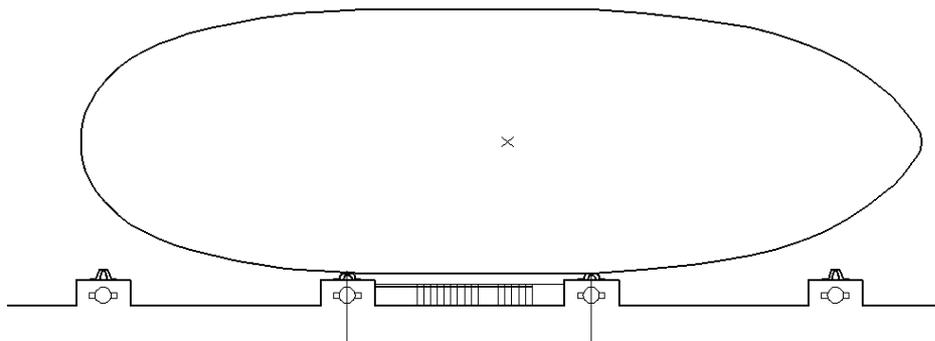


Figura 48: Esquema de Atracação Paralela ao Píer

Dados do rebocador:

Deslocamento = 6500kN  
Comprimento = 31,0m  
Boca = 9,8m  
Pontal = 5,0m  
Calado Máx. = 3,4m

Energia de atracação:

$$E_{ck} = \frac{1}{2} \cdot (M_1 + M_2) \cdot V^2 \cdot C_e \cdot C_r$$

$$M_1 = \frac{6500}{9,81} = 663 \text{ t}$$

$$M_2 = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L \cdot \gamma_a$$

$$M_2 = \frac{\pi \cdot 3,4^2}{4} \cdot 31 \cdot 1 = 281 \text{ t}$$

$V = 0,40 \text{ m/s}$  → Esta velocidade, usualmente adotada para rebocadores em condições como as em questão, é intermediário aos valores da NBR9782, para embarcações de até 1000TPB com atracação protegida e aproximação difícil e para atracação com ventos e ondas moderadas e aproximação aceitável.

$$C_r = 0,9$$

$C_e = 1,0$  → valor utilizado para atracação paralela.

Logo,

$$E_{ck} = \frac{1}{2} \cdot (663 + 281) \cdot 0,40^2 \cdot 1 \cdot 0,9$$

$$E_{ck} = 68 \text{ kN.m} \Rightarrow E_{cd} = 1,4 \times 68 = 95 \text{ kN.m}$$

Considerando uma compressão parcial da defesa temos a energia dividida por 0,58:

$$E_{ck,p} = 68 / 0,58 = 117 \text{ kN.m} \Rightarrow E_{cd,p} = 1,4 \times 117 = 164 \text{ kN.m}$$

Esta energia é equivalente à energia total aplicada em dois pontos. A energia em cada ponto a ser considerada é igual a  $E_c/2$ .

$$\text{Energia total por defesa: } E_{ck,p} = 59 \text{ kN.m} \Rightarrow E_{cd} = 83 \text{ kN.m}$$

O valor da força de reação da defesa para esta energia é a maior entre as duas seguintes:

a) Valor da força característica majorada, calculada com a energia não majorada.

Energia não majorada:  $E_{ck} = 59 \text{ kN.m}$  → Para 3,5m de defesa:  $E_{ck} = 59 \text{ kN.m} / 3,5 \text{ m} = 17 \text{ kN.m/m}$

(3) Performance Curve

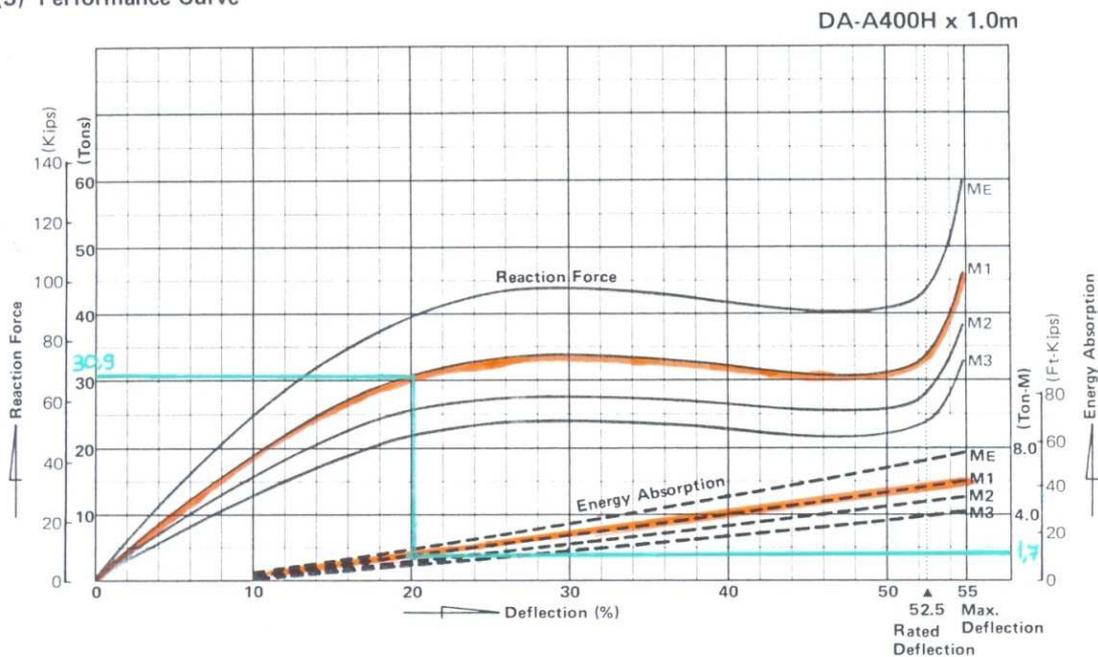


Gráfico 1: Energia x Força de Reação da Defesa – Energia Característica para Atracção Paralela

As curvas e retas com diferentes numerações representam as diversas borrachas utilizadas nas defensas, neste caso, utilizaremos a M1.

Força em serviço a partir da energia não majorada:  $F_k = 309\text{kN/m} \times 3,5\text{m} \times 0,62 = 670\text{ kN}$  (62% da força total para a defesa 100% comprimida)

Força no estado limite último a partir da energia não majorada:  $F_d = 1,4 \times 670\text{kN} = 942\text{ kN}$

b) Valor da força não majorada, calculada com a energia majorada

Energia majorada:  $E_{cd} = 83\text{ kN} \cdot \text{m} \rightarrow$  Para 3,5m de defesa:  $E_{ck} = 83/3,5 = 24\text{ kN} \cdot \text{m/m}$

(3) Performance Curve

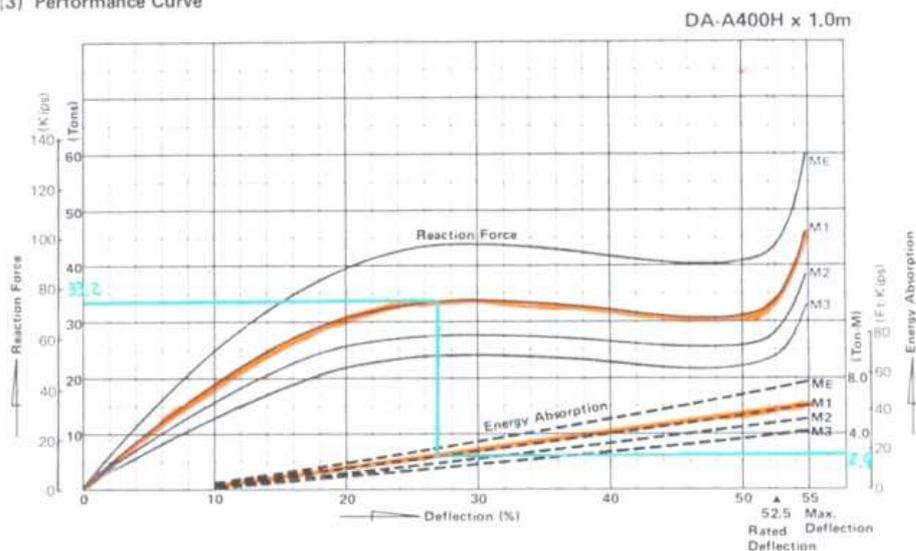


Gráfico 2: Energia x Força de Reação da Defesa – Energia Majorada para Atracção Paralela

Força no estado limite último a partir da energia majorada:  $F_d = 332\text{kN/m} \times 3,5\text{m} \times 0,62 = 720\text{ kN}$  (62% da força total para a defesa 100% comprimida).

Conclui-se que a força de atracação em serviço a ser considerada por defesa é de **670 kN**.

Foi considerada então, esta força aplicada horizontalmente, perpendicular ao paramento e uma componente horizontal longitudinal, correspondente a 20% do esforço transversal, aplicada em dois pontos simultaneamente. Como a carga foi aplicada na altura do centro de gravidade das travessas, foram aplicados também os momentos nos planos vertical e horizontal, calculados com os braços de alavanca equivalentes, considerando o ponto de aplicação real das cargas.

$$F_{X2} = -670\text{ kN}$$

$$F_{X1} = 670 \times 0,20 = -134\text{ kN}$$

$$M_{X1} = -7,0 \times 670 = -4690\text{ kNm}$$

$$M_{X2} = 7,0 \times 134 = 938\text{ kNm}$$

$$M_{X3} = 0,75 \times 134 = 100,5\text{ kNm}$$

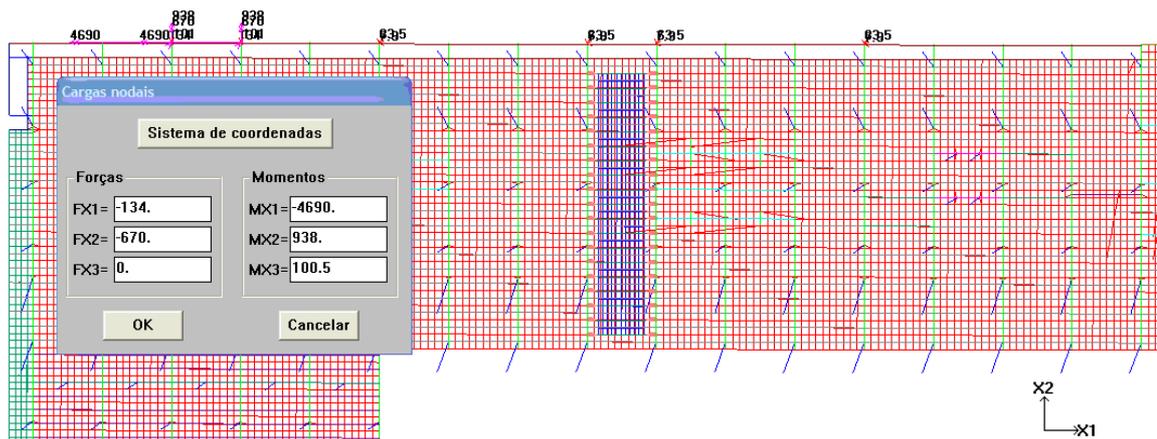


Figura 49: Forças de Atracção 1

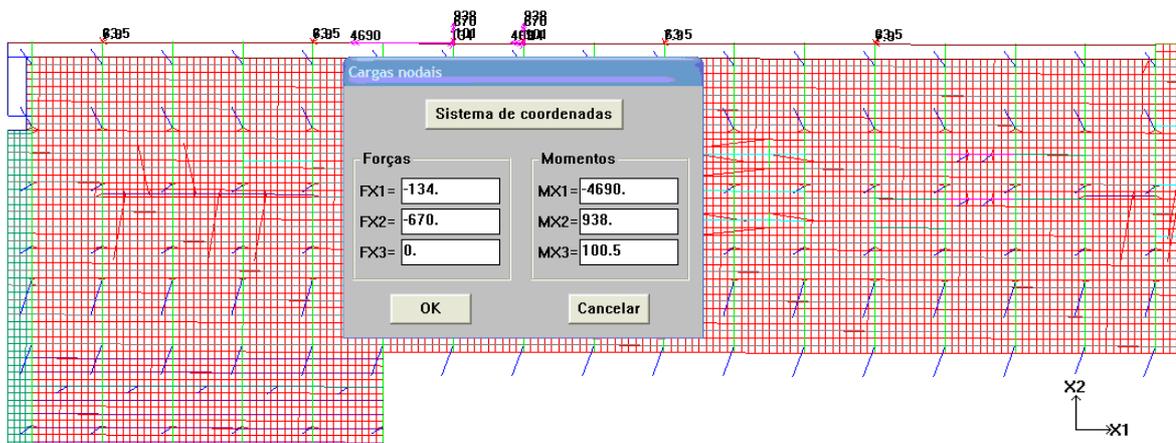


Figura 50: Forças de Atracção 2

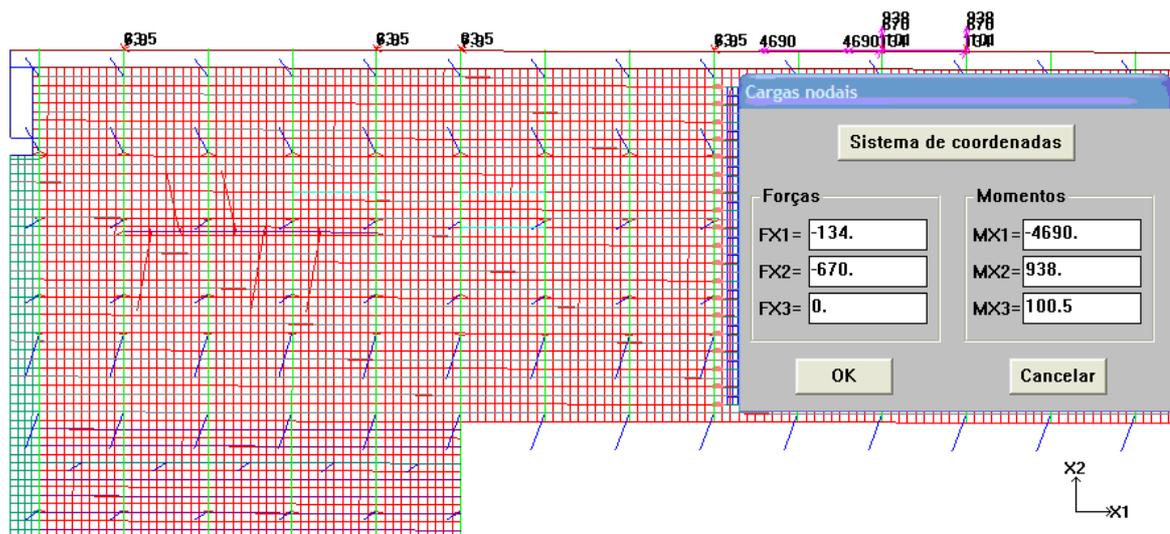


Figura 51: Forças de Atracação 3

$Fx_1$ (kN)	$Fx_2$ (kN)
-300	-1594

Tabela 24: Somatório das Forças de Atracação

### 3.2.2.9. TRANSPORTADOR

Os esforços devido aos Transportadores de Correia foram considerados de acordo com o projeto do mesmo, sendo consideradas algumas combinações das cargas obtidas.

Foi considerada uma situação de operação, em que foram somadas as cargas de “Peso próprio do produto”, “Sobrecarga” e “Operação”.

Em uma segunda situação, foi considerado o Transportador em Partida, fazendo o somatório das cargas de “Peso próprio do produto”, “Sobrecarga”, “Dinâmica e Contra Peso” e “Partida”.

Para a verificação de tração nas estacas, foi considerada uma situação de partida, mas sem sobrecargas, desta forma, foram aplicados somente os esforços de “Partida”, posteriormente combinados com o peso próprio.

Separadamente, foram aplicadas as cargas de peso próprio dos transportadores (já detalhadas anteriormente) e de vento.

Desta forma, foram aplicados os esforços, segundo a tabela 25.

BA SE	PESO PRÓPRIO PRODUTO + SOBRECARGA + OPERAÇÃO			PESO PRÓPRIO PRODUTO + SOBRECARGA + DINÂMICA + PARTIDA			DINÂMICA + PARTIDA		
	X1	X2	X3	X1	X2	X3	X1	X2	X3
16	0,0	0,0	-147,0	0,0	0,0	-147,0	0,0	0,0	0,0
17	0,0	0,0	-432,0	0,0	0,0	-432,0	0,0	0,0	0,0
18	0,0	85,0	-122,0	0,0	92,0	-130,0	0,0	92,0	-130,0
19	0,0	40,0	128,0	0,0	43,0	137,0	0,0	43,0	137,0
1	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
2	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
3	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
4	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
6	-105,0	0,0	-746,0	-105,0	0,0	-746,0	-105,0	0,0	-662,0
7	-105,0	0,0	597,0	-105,0	0,0	597,0	-105,0	0,0	705,0
8	106,0	-106,0	0,0	106,0	106,0	0,0	106,0	106,0	0,0
9A	200,0	0,0	230,0	200,0	0,0	230,0	200,0	0,0	288,0
9B	100,0	0,0	-230,0	100,0	0,0	-288,0	100,0	0,0	-230,0
10	-15,0	72,5	-158,0	-15,0	72,5	-186,0	-15,0	72,5	-113,0
11	-7,5	72,5	-36,0	-7,5	72,5	-36,0	-7,5	72,5	11,5
12	10,5	-10,5	-139,0	10,5	-10,5	-160,0	10,5	-10,5	-82,0
13	5,0	-10,5	-164,0	5,0	-10,5	-191,0	5,0	-10,5	-107,0
14	0,0	0,0	-52,0	0,0	0,0	-55,0	0,0	0,0	-10,0
15	0,0	0,0	-57,0	0,0	0,0	-62,0	0,0	0,0	-18,0
16	2,0	0,0	-82,0	2,0	0,0	-82,0	2,0	0,0	-25,0
17	0,0	0,0	-80,0	0,0	0,0	-80,0	0,0	0,0	-17,0
18	0,0	0,0	85,0	0,0	0,0	85,0	0,0	0,0	106,5
19	0,0	0,0	20,0	0,0	0,0	20,0	0,0	0,0	45,5
20	45,5	0,0	20,0	45,5	0,0	20,0	45,5	0,0	45,5
21	-45,5	0,0	20,0	-45,5	0,0	20,0	-45,5	0,0	45,5
22	25,0	40,0	261,0	25,0	-40,0	261,0	25,0	-40,0	261,0
23	72,5	0,0	-200,0	72,5	0,0	-200,0	72,5	0,0	-200,0
24	60,0	0,0	362,0	60,0	0,0	362,0	60,0	0,0	362,0
25	131,0	0,0	780,0	131,0	0,0	780,0	131,0	0,0	950,0
26	152,0	0,0	-1579,0	152,0	0,0	-1579,0	152,0	0,0	-1417,0
27	0,0	0,0	-190,0	0,0	0,0	-190,0	0,0	0,0	0,0
28	-1060,0	0,0	-4946,0	-1060,0	0,0	-4946,0	-1060,0	0,0	-2900,0
28F	-530,0	0,0	-2560,0	-530,0	0,0	-2560,0	-530,0	0,0	-1450,0
29	-530,0	0,0	-2386,0	-530,0	0,0	-2386,0	-530,0	0,0	-1450,0
30	-530,0	0,0	550,0	-530,0	0,0	550,0	-530,0	0,0	1450,0
31	-1060,0	0,0	1100,0	-1060,0	0,0	1100,0	-1060,0	0,0	2900,0
31F	-530,0	0,0	550,0	-530,0	0,0	550,0	-530,0	0,0	1450,0
32	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
33	-105,0	0,0	-624,0	-105,0	0,0	-624,0	-105,0	0,0	-500,0
34	-105,0	0,0	418,0	-105,0	0,0	418,0	-105,0	0,0	545,0
35	131,0	0,0	512,0	131,0	0,0	512,0	131,0	0,0	700,0
36	152,0	0,0	-1341,0	152,0	0,0	-1341,0	152,0	0,0	-1167,0
37	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	-207,0	0,0	0,0	0,0
38	0,0	0,0	-1002,0	0,0	0,0	-1002,0	0,0	0,0	0,0
39	0,0	0,0	-197,0	0,0	0,0	-197,0	0,0	0,0	0,0
40	106,0	106,0	0,0	106,0	106,0	0,0	106,0	106,0	0,0
41	-15,0	-72,5	-158,0	-15,0	-72,5	-186,0	-15,0	-72,5	-113,0
42	-7,5	-72,5	-36,0	-7,5	-72,5	-36,0	-7,5	-72,5	11,5
43	10,5	10,5	-139,0	10,5	10,5	-160,0	10,5	10,5	-82,0
44	5,0	10,5	-164,0	5,0	10,5	-191,0	5,0	10,5	-107,0
45	-434,0	0,0	-2272,0	-434,0	0,0	-2272,0	-434,0	0,0	-1290,0
46	-585,0	0,0	-2491,0	-585,0	0,0	-2491,0	-585,0	0,0	-1605,0
47	0,0	0,0	-15,0	0,0	0,0	-15,0	0,0	0,0	0,0
48	0,0	0,0	-15,0	0,0	0,0	-15,0	0,0	0,0	0,0
49	-621,0	0,0	757,0	-621,0	0,0	757,0	-621,0	0,0	1605,0
50	-471,0	0,0	500,0	-471,0	0,0	500,0	-471,0	0,0	1290,0
51A	0,0	0,0	-5,0	0,0	0,0	-7,0	0,0	0,0	-7,0
51B	0,0	0,0	-63,0	0,0	0,0	-88,0	0,0	0,0	-88,0
51C	0,0	0,0	34,0	0,0	0,0	47,5	0,0	0,0	47,5

Tabela 25: Combinações das Cargas, em kN, dos Transportadores de Correia





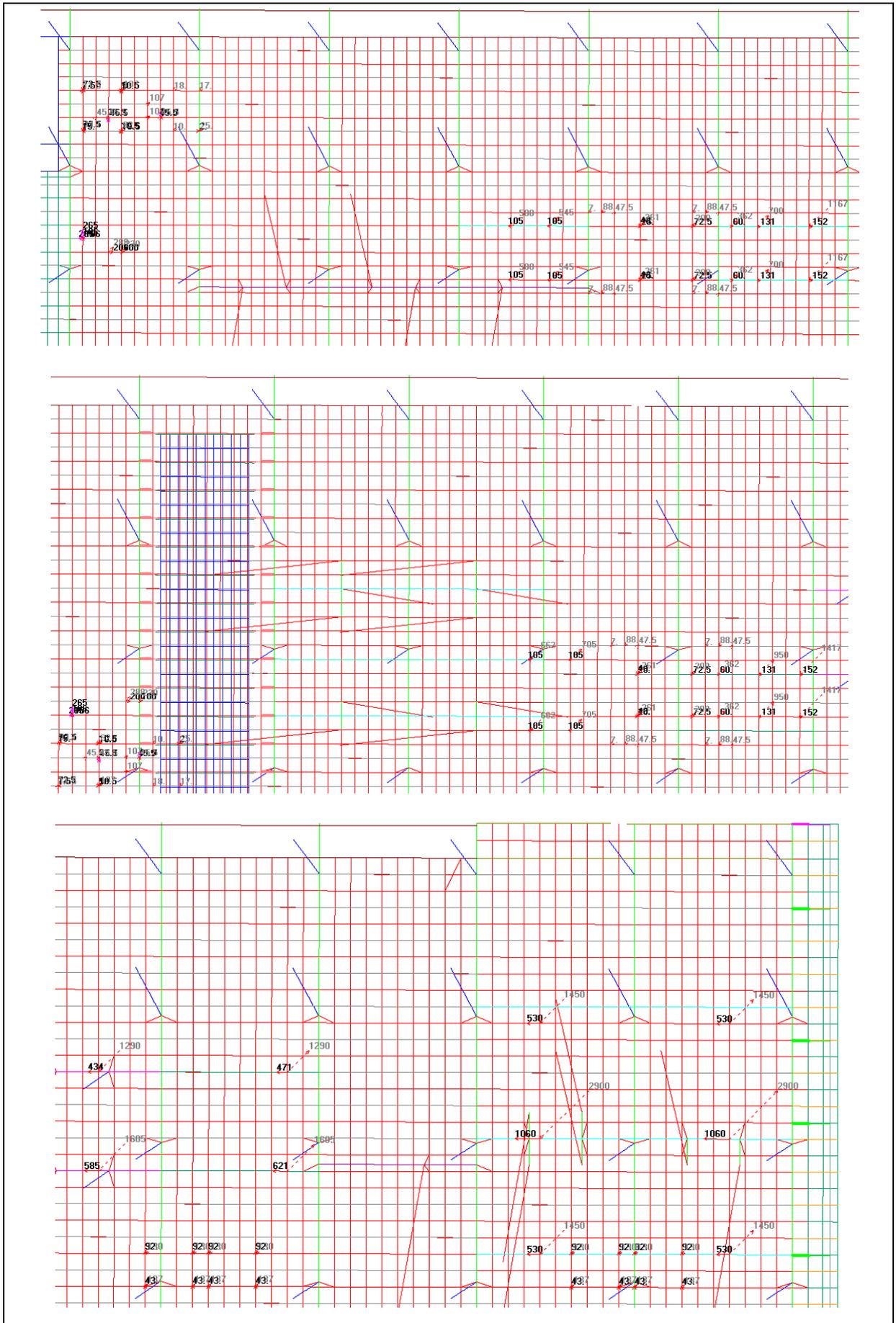


Figura 54: Transportador em Partida sem Sobrecargas

Combinação em Operação			Combinação em Partida			Combinação para Tração		
$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)	$F_{x1}$ (kN)	$F_{x2}$ (kN)	$F_{x3}$ (kN)
-4627	1160	-25110	-4627	1132	-25494	-4627	1132	-230

Tabela 26: Somatório das Sobrecargas do Transportador de Correia

### 3.2.3. AMBIENTAIS

#### 3.2.3.1. AMARRAÇÃO

O esforço de amarração foi calculado de acordo com a NBR9782 - *Ações em Estruturas Portuárias Marítimas ou Fluviais* [ref. 6], seguindo as seguintes considerações:

→ Força devido ao vento:

Velocidade Básica do Vento = 33 m/s

$S_1 = 1,0$  (superfície plana)

$S_2 = 1,23 \times 0,69 \times (15/10)^{0,095} = 0,89$

$S_3 = 1,0$

$C_a = 1,0$  (coeficiente de Arrasto)

$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 = 29,4$  m/s

$R = k (v^2/1600) (A_T \cos^2\theta + A_L \sin^2\theta)$

$k = 1,2$

$A_L = 104,51$  m<sup>2</sup>

$\theta = 90^\circ$

$R = 67,8$  kN

→ Força devido à corrente:

$R = 0,528 V^2 L D K$

$K = 1,1$  (valor resultante de interpolação da tabela 4 da NBR9782)

$V = 1,0$  m/s (atuando à  $75^\circ$  com o píer)

$L = 31,0$  m (comprimento do navio)

$D = 3,40$  m (calado máximo)

$R = 61,2$  kN

Esforço total de amarração:

$F_T = 67,8 + 61,2 \cdot \sin 75^\circ = 127,0$  kN

$F_L = 61,2 \cdot \cos 75^\circ = 15,8$  kN

O esforço foi aplicado considerando que cada rebocador seria amarrado em dois pontos, nas suas extremidades, com a situação de amarração de três rebocadores simultaneamente. Desta maneira, foram aplicadas cargas em seis pontos, com as seguintes intensidades:

$F_{x2} = 63,5$  kN

$F_{x1} = -7,9$  kN

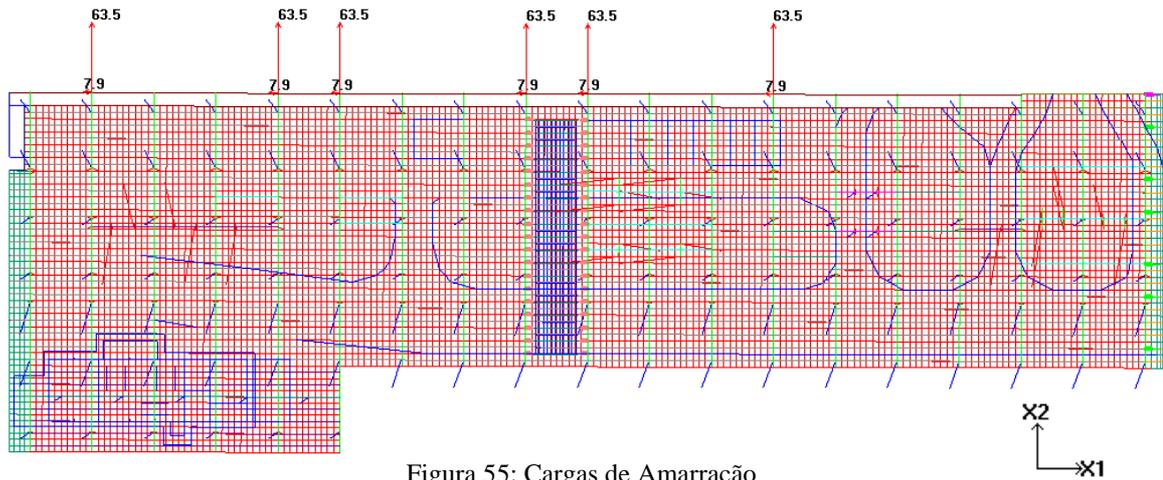


Figura 55: Cargas de Amarração

$F_{x_1}$ (kN)	$F_{x_2}$ (kN)
-47	381

Tabela 27: Somatório das Cargas de Amarração

### 3.2.3.2. CORRENTE NAS ESTACAS

Na fase final, o Píer estará protegido por um molhe, portanto, a corrente estimada devida a esta proteção foi de apenas 1,0m/s atuando em um ângulo de 75° com o píer, resultando nos seguintes esforços nas estacas:

$$\text{Pressão} \rightarrow p = C_D \left(\frac{1}{2}\right) \rho v^2$$

Considerando:

$$\rho = 1000 \text{kg/m}^3$$

$$C_D = 1,05$$

$$v = 1,0 \text{m/s}$$

$$\text{Pressão} \rightarrow p = 0,525 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Força linear da estaca} \rightarrow F = p D$$

Sendo D o diâmetro da estaca, os esforços resultam no seguinte:

- Estacas pré-moldadas de concreto:  $F = 0,525 \cdot 0,8 = 0,42 \text{ kN/m}$

Transformando para os eixos globais:

$$F_{x_2} = \pm 0,41 \text{ kN/m}$$

$$F_{x_1} = \pm 0,11 \text{ kN/m}$$

- Estacas metálicas preenchidas de concreto:  $F = 0,525 \cdot 1,0 = 0,525 \text{ kN/m}$

Transformando para os eixos globais:

$$F_{x_2} = \pm 0,50 \text{ kN/m}$$

$$F_{x_1} = \pm 0,13 \text{ kN/m}$$

Para garantir as piores situações para as estacas, os esforços foram aplicados em dois sentidos, como pode ser observado nos detalhes do carregamento nas figuras abaixo.

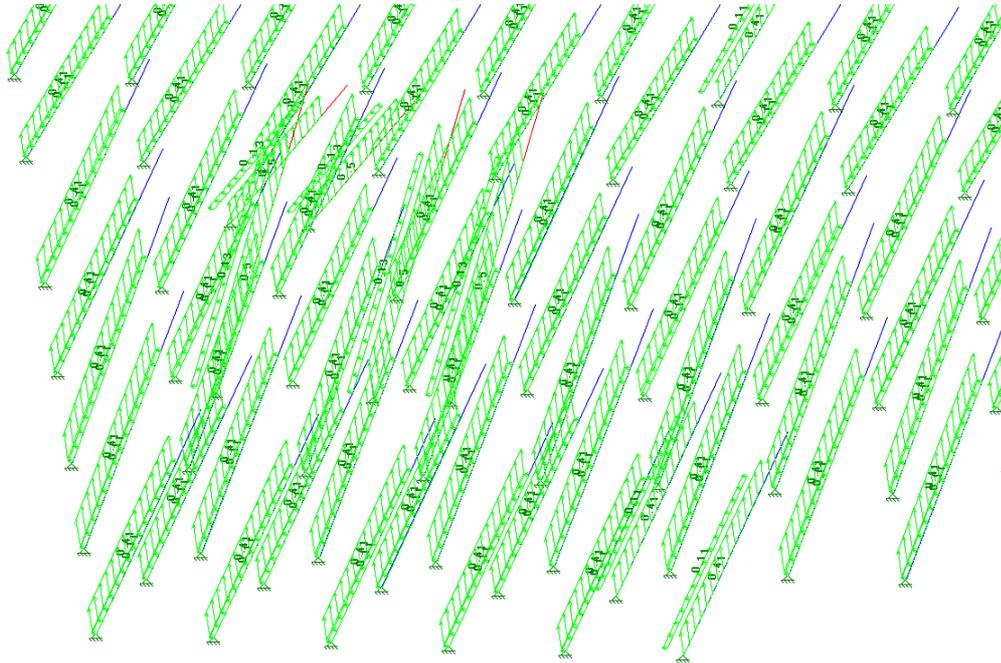


Figura 56: Detalhe Corrente +X2

$F_{x_1}$ (kN)	$F_{x_2}$ (kN)
-402	1504

Tabela 28: Somatório da Carga de Corrente +X2

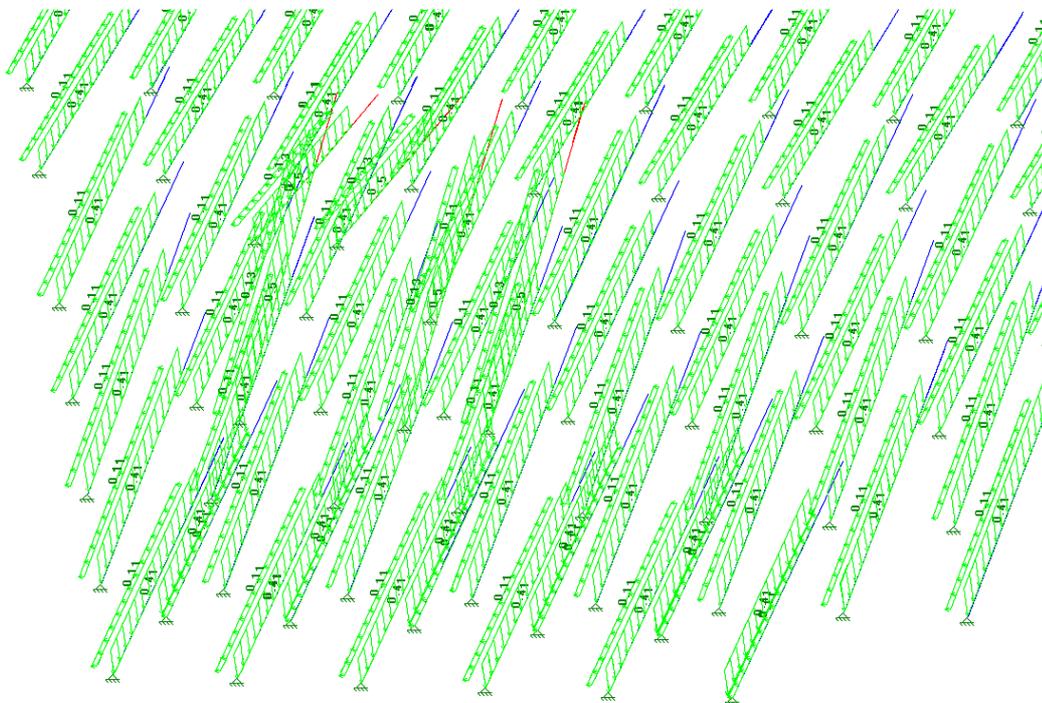


Figura 57: Detalhe Corrente -X2

$F_{x_1}$ (kN)	$F_{x_2}$ (kN)
-402	-1504

Tabela 29: Somatório da Carga de Corrente -X2

### 3.2.3.3. TEMPERATURA, RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

Considerando que a estrutura está completamente exposta às oscilações climáticas, foi aplicada uma variação uniforme de temperatura de  $\pm 15^{\circ}\text{C}$ , em toda a superestrutura.



Figura 58: Detalhe da Aplicação da Variação de Temperatura Positiva

Para retração e fluência foi considerada uma variação uniforme de temperatura equivalente de  $-15^{\circ}\text{C}$ , aplicada em toda a superestrutura. Desta forma, foi aplicada uma variação de temperatura positiva de  $15^{\circ}\text{C}$  e uma variação de temperatura negativa de  $-30^{\circ}\text{C}$ , considerando a soma dos efeitos da temperatura, retração e fluência.

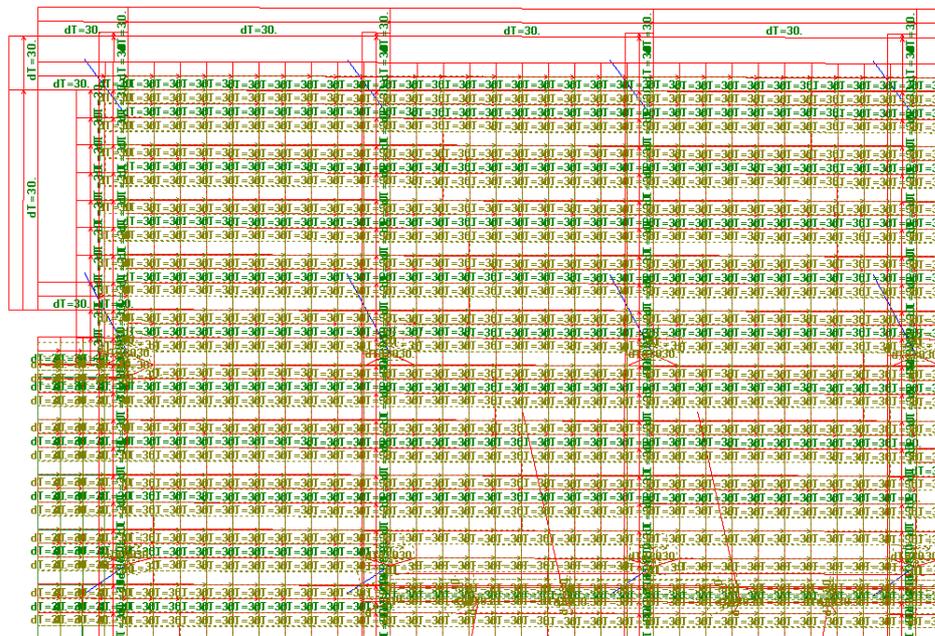


Figura 59: Detalhe da Aplicação da Variação de Temperatura Negativa

### 3.2.3.4. VENTO

Foi considerado no modelo o vento atuando perpendicular e longitudinalmente ao Píer de Rebocadores, nos dois sentidos cada um. Para estas ações de vento foram considerados os seguintes parâmetros:

Velocidade Básica do Vento  $\rightarrow V_0 = 35$  m/s  
 $S_1 = 1,0$  (superfície plana)  
 $S_2 = 1,04$  (Categoria I – Classe C)  
 $S_3 = 1,1$   
 $C_a = 1,0$  (coeficiente de Arrasto)

Velocidade característica do vento  $\rightarrow V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 40$  m/s  
 Pressão de vento  $\rightarrow q = V_k^2 \cdot 0,613 = 0,98$  kN/m<sup>2</sup>

Para efeito de simplificação, e a favor da segurança, foi considerada uma pressão de vento de 1,0kN/m<sup>2</sup>, atuando nas edificações e na superestrutura.

Segundo a NBR9782, item 10.4, as operações portuárias devem ser interrompidas em situações de vento com velocidades maiores que 60km/h, ou seja, 16,67m/s. Então, a pressão devida ao vento de 1,0kN/m<sup>2</sup> será considerada em situação de tempestade, em que o Píer não estará em operação. Em situações de operação, esta pressão de vento será reduzida nas combinações com um fator de 0,25.

A carga de vento nos prédios foi calculada aplicando a pressão de vento nas áreas de obstrução de cada edificação e dividindo a força horizontal resultante, pelo número de pilares de cada uma delas. Os momentos resultantes foram transformados em binários, e aplicados também aos pilares equivalentes.

A carga de vento transversal ao píer, aplicada à superestrutura, foi calculada considerando uma altura média da superestrutura de 1,37m, somada à altura do veículo de projeto, 2,00m. Desta forma, aplicou-se a cada 9,0m, uma carga de 30,4 kN, na extremidade das travessas.

$$h_{\text{méd}} = (2,15 \times 2,0 + 1,15 \times 7,0) / 9 = 1,37\text{m}$$

$$Q = (1,37 + 2,00) \cdot 1,0 \cdot 9,0 = 30,4 \text{ kN}$$

A carga de vento longitudinal ao píer, aplicada à superestrutura foi calculada considerando apenas a altura média da superestrutura de 2,15m; resultando em uma carga distribuída de 2,15kN/m, aplicados na lateral da superestrutura.

A carga de vento nos transportadores de minério foi considerada conforme o projeto do mesmo e aplicada pontualmente em cada base solicitada, como definido na tabela 30.

CARGA DE VENTO DOS TRANSPORTADORES

PILAR	VENTO +X2		VENTO +X1	
	X2	X3	X1	X3
16			42,0	-64,0
			42,0	64,0
			42,0	-64,0
			42,0	64,0
17			10,0	-32,0
			10,0	32,0
			10,0	-32,0
			10,0	32,0
1	54,0	-163,0		
	54,0	163,0		
2	54,0	-182,0		
	54,0	182,0		
3	55,0	-204,0		
	55,0	204,0		
4	56,0	-230,0		
	56,0	230,0		
5	29,0	-172,0		
	29,0	172,0		
6	22,0	-90,0	12,0	61,0
	22,0	90,0	12,0	61,0
7	22,0	104,0	12,0	-61,0
	22,0	-104,0	12,0	-61,0
10	16,0	-70,0	10,0	38,0
11	16,0	70,0	10,0	38,0
12	16,0	-70,0	10,0	38,0
13	15,0	70,0	10,0	38,0
14	15,0	-64,0	8,0	-35,0
	15,0	64,0	8,0	-35,0

PILAR	VENTO +X2		VENTO +X1	
	X2	X3	X1	X3
15	13,0	64,0	8,0	-35,0
	13,0	-64,0	8,0	-35,0
16	17,0	-70,0	8,0	-35,0
	17,0	70,0	8,0	-35,0
17	18,0	70,0	8,0	-35,0
	18,0	-70,0	8,0	-35,0
22	5,0	-7,0	1,0	1,5
	5,0	7,0	1,0	1,5
	5,0	-7,0	1,0	1,5
	5,0	7,0	1,0	1,5
23	4,0	-4,0	2,0	0,25
	4,0	4,0	2,0	0,25
	4,0	-4,0	2,0	0,25
	4,0	4,0	2,0	0,25
24	2,0	-1,0	1,5	-2,0
	2,0	1,0	1,5	-2,0
	2,0	-1,0	1,5	-2,0
	2,0	1,0	1,5	-2,0
25	28,0	-165,0	10,0	38,0
	28,0	165,0	10,0	38,0
26	29,0	-195,0	10,0	-38,0
	29,0	195,0	10,0	-38,0
27	55,0	-270,0		
	55,0	270,0		
28	130,0	0,0	90,0	180,0
28F	65,0	-230,0	45,0	90,0
29	65,0	230,0	45,0	90,0
30	46,0	165,0	40,0	-90,0

PILAR	VENTO +X2		VENTO +X1	
	X2	X3	X1	X3
31	92,0	0,0	80,0	-180,0
31F	46,0	-165,0	40,0	-90,0
32	28,0	-120,0		
	28,0	120,0		
33	22,0	-82,0	9,0	33,0
	22,0	82,0	9,0	33,0
34	22,0	-88,0	9,0	-33,0
	22,0	88,0	9,0	-33,0
35	27,0	-146,0	7,0	23,0
	27,0	146,0	7,0	23,0
36	27,0	-140,0	7,0	-23,0
	27,0	140,0	7,0	-23,0
37	57,0	-245,0		
	57,0	245,0		
38	57,0	-263,0		
	57,0	263,0		
39	56,0	-272,0		
	56,0	272,0		
41	16,0	70,0	10,0	38,0
42	16,0	-70,0	10,0	38,0
43	16,0	70,0	10,0	38,0
44	15,0	-70,0	10,0	38,0
45	96,0	-328,0	38,0	80,0
46	69,0	356,0	45,0	104,0
47	2,5	8,0	13,5	35,0
48	2,5	8,0	13,5	-35,0
49	54,0	283,0	44,0	-101,0
50	77,0	-254,0	35,0	-77,0

Tabela 30: Cargas de Vento nos Transportadores de Correia, em kN

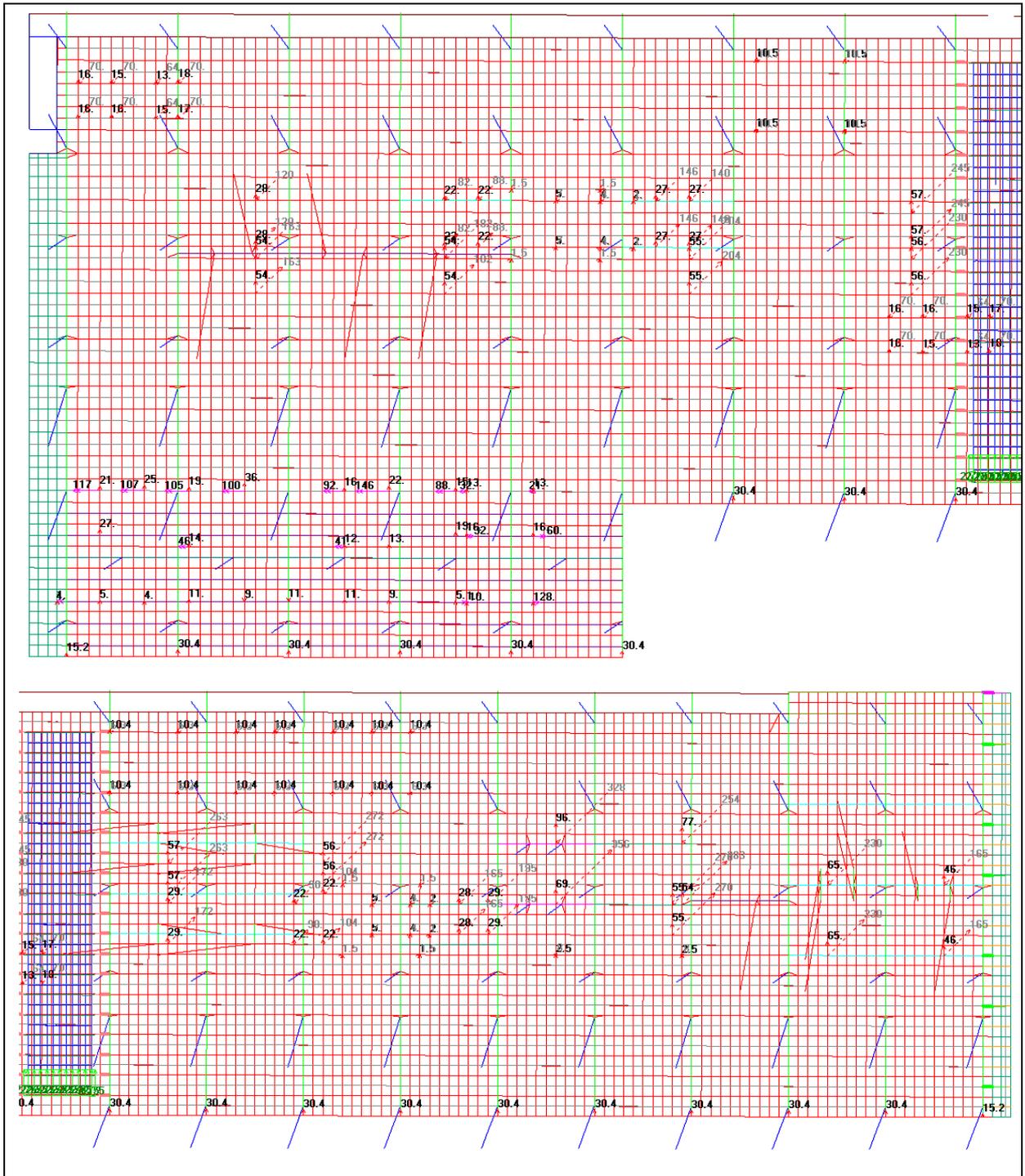


Figura 60: Carregamento de Vento +X2

$F_{X_2}$ (kN)	$F_{X_3}$ (kN)
3309	73

Tabela 31: Somatório da Carga de Vento +X2



### 3.2.4. CARGAS MÓVEIS

#### 3.2.4.1. CAMINHÃO DE PLACAS SIDERÚRGICAS

A carga móvel do caminhão de projeto foi considerada em duas situações, uma normal, em que o caminhão está trafegando pela pista, e outra situação de acidente, em que é simulada uma ultrapassagem, ou seja, dois caminhões lado a lado.

##### 3.2.4.1.1. CAMINHÃO NA SITUAÇÃO NORMAL

O caminhão utilizado no projeto é um trem tipo especial, definido para um caminhão de placas siderúrgicas, como esquematizado no desenho abaixo.

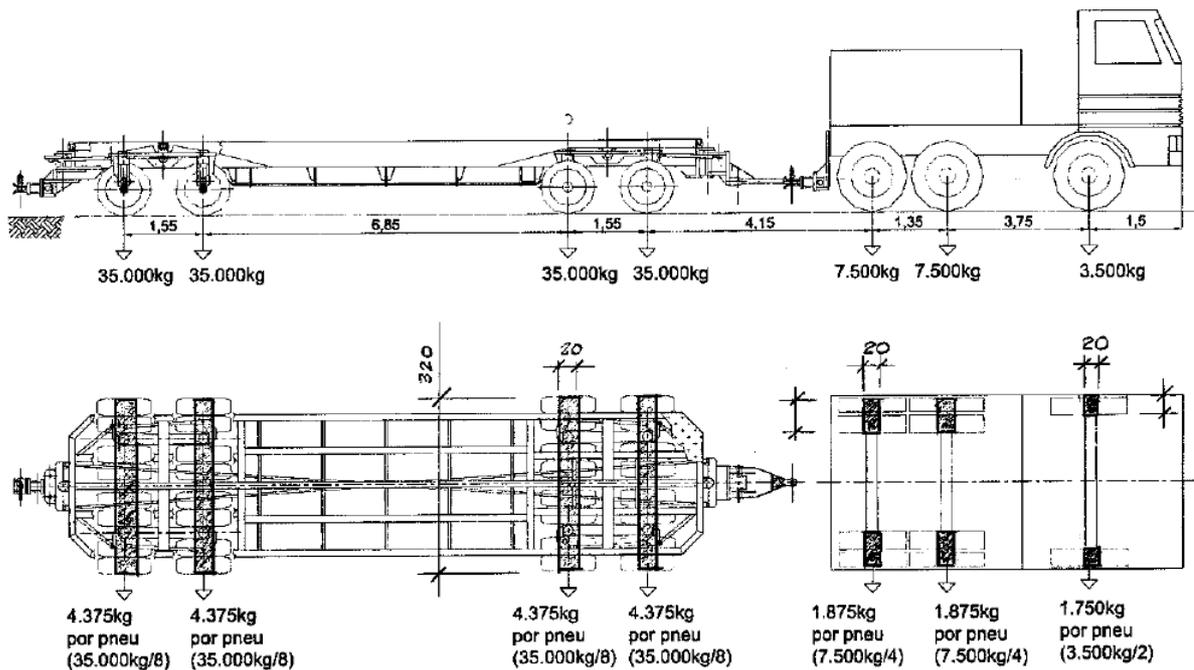


Figura 62: Distribuição de cargas do caminhão de projeto

A carga foi aplicada na área de contato dos pneus com a pista, sendo portanto:

$$\text{Eixo com 8 rodas: } -350 / (3,2 \times 0,2) = -547 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo com 4 rodas: } -75 / (1,2 \times 0,2) = -312,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo com 2 rodas: } -35 / (0,6 \times 0,2) = -292 \text{ kN/m}^2$$

Este trem-tipo irá percorrer toda a pista e, para não se sobrepor à sobrecarga distribuída na pista, deste valor, foi descontada a parcela equivalente a cada eixo da resultante da sobrecarga de 5kN/m<sup>2</sup> na área correspondente, conforme definido abaixo:

$$\text{Eixo 1: } -547 + (1,55 \times 3,2 \times 5) / (3,2 \times 0,2) = -508 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 2: } -547 + (4,2 \times 3,2 \times 5) / (3,2 \times 0,2) = -442 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 3: } -547 + (4,2 \times 3,2 \times 5) / (3,2 \times 0,2) = -442 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 4: } -547 + (2,85 \times 3,2 \times 5) / (3,2 \times 0,2) = -476 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 5: } -312,5 + (2,75 \times 3,2 \times 5) / (1,2 \times 0,2) = -129 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 6: } -312,5 + (2,55 \times 3,2 \times 5) / (1,2 \times 0,2) = -143 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Eixo 7: } -292 + (3,40 \times 3,2 \times 5) / (0,6 \times 0,2) = 162 \text{ kN/m}^2$$

A força de frenagem adotada foi a maior dentre as 2 situações a seguir:

$$\begin{aligned}
 30\% \text{ do peso de um veículo tipo} &= 0,3 \times 1585 = 475,5 \text{ kN} \\
 5\% \text{ da sobrecarga em toda a pista} &= 5 \times 9,5 \times 162 \times 0,05 = 384,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Força de frenagem adotada = 476 kN (Aplicada como carga distribuída na área equivalente às rodas do caminhão).

Este carregamento (carga vertical do caminhão + carga de frenagem) foi aplicado ao longo da pista, como carga móvel, se deslocando de 8 em 8 metros, posicionando-se em relação aos vãos de 9 metros, com uma diferença de 1 metro a cada passada, garantindo todas as posições possíveis nos vãos.

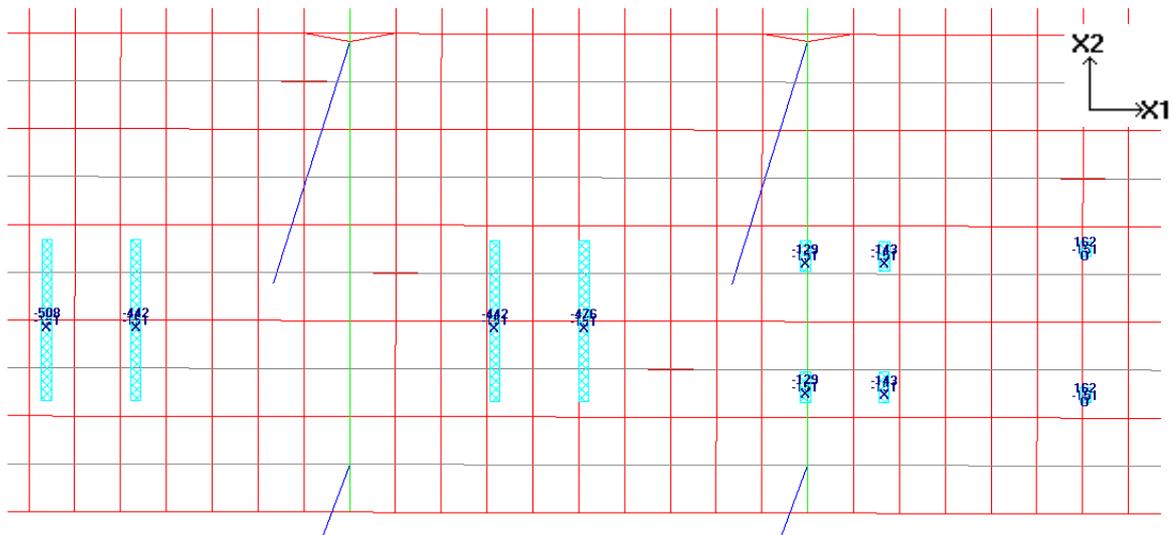


Figura 63: Detalhe do Carregamento de Caminhão de Projeto

$F_{x_1}$ (kN)	$F_{x_3}$ (kN)
-476	-1241

Tabela 33: Somatório da Carga do Caminhão de Projeto

### 3.2.4.1.2. CAMINHÕES NA SITUAÇÃO DE ACIDENTE

Para uma situação de acidente, foram considerados dois caminhões de placas siderúrgicas lado a lado, sendo que um deles freando. A distribuição de cargas é equivalente às considerações feitas para a situação normal, resultando no carregamento da figura 64.

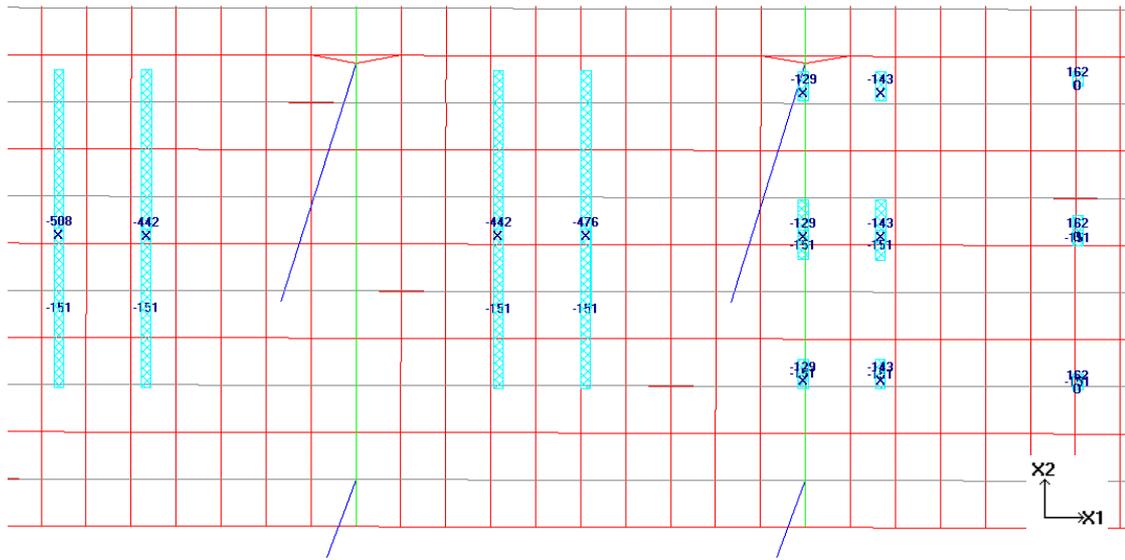


Figura 64: Detalhe do Carregamento de Caminhões na Situação de Acidente

$F_{x_1}$ (kN)	$F_{x_3}$ (kN)
-476	-2482

Tabela 34: Somatório da Carga dos Caminhões na Situação de Acidente

### 3.2.4.2. SOBRECARGA NA PISTA

A carga uniformemente distribuída na pista, considerada no modelo, foi equivalente à prescrita na *NBR7188 – Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre* [ref.4], para o trem Tipo-45, ou seja, 5kN/m<sup>2</sup>. Este carregamento foi aplicado em toda a área da pista em que percorre o caminhão de placas siderúrgicas.

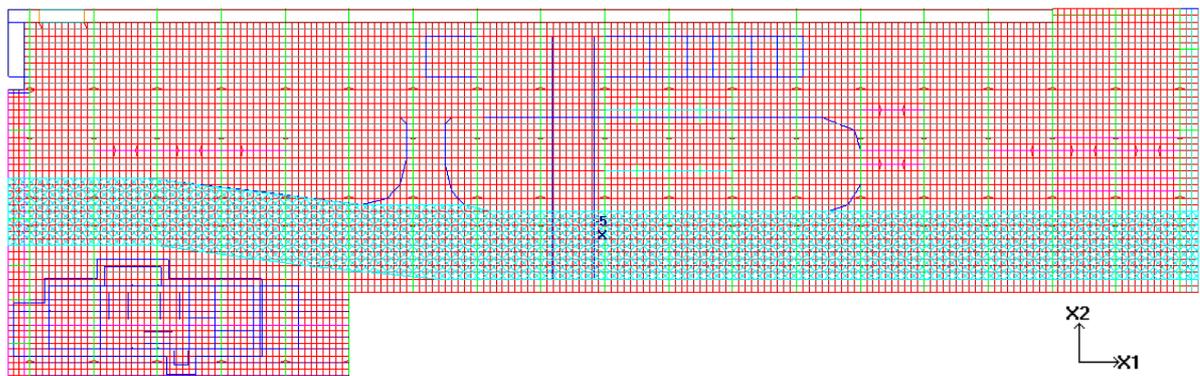


Figura 65: Sobrecarga na Pista

$F_{x_3}$ (kN)
-8007

Tabela 35: Somatório da Sobrecarga na Pista

## 3.3. COMBINAÇÕES

### 3.3.1. ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para a verificação geotécnica das estacas, foram feitas combinações no estado limite de serviço, incluindo todas as situações de carregamento possíveis, utilizando sempre um coeficiente unitário.

A tabela a seguir define as combinações utilizadas no modelo, considerando que, em cada uma das combinações, a atracação varia entre as três possíveis posições, o caminhão percorre várias posições ao longo da pista e a temperatura varia entre +15°C ou -30°C.

Considerou-se também que, a situação de partida do transportador e atracação do rebocador, são ações que ocorrem em um espaço de tempo muito curto, portanto seria muito improvável ocorrerem ao mesmo tempo, então o carregamento de atracação só é combinado com o do transportador em operação.

Foram criadas combinações visando gerar a maior compressão nas estacas, e outras visando à maior tração, resultando nas combinações dispostas na tabela 36.

COMBINAÇÕES PARA ESTADO LIMITE DE SERVIÇO																	
COMBINAÇÃO	PERMANENTE	SC NORMAL	1 CAMINHÃO	TEMPERATURA (+15°C OU -30°C)	VENTO + X2	VENTO -X2	VENTO -X1	VENTO + X1	TRANSPORTADOR COMBINAÇÃO EM OPERAÇÃO	TRANSPORTADOR COMBINAÇÃO PARTIDA	TRANSPORTADOR COMBINAÇÃO PARTIDA - TRACÇÃO	ATRACÇÃO + A MARRAÇÃO	A MARRAÇÃO	CORRENTE + X2	CORRENTE -X2	CARGA DA PONTE	CARGA DA PONTE EM TEMPESTADE
1	1,00	1,00	1,00	1,00	0,25				1,00				1,00	1,00		1,00	
2	1,00	1,00	1,00	1,00		0,25			1,00			1,00			1,00	-1,00	
3	1,00	1,00	1,00	1,00			0,25		1,00				1,00	1,00		1,00	
4	1,00	1,00	1,00	1,00				0,25	1,00			1,00		-1,00		-1,00	
5	1,00	1,00	1,00	1,00	0,25					1,00			1,00	1,00		1,00	
6	1,00	1,00	1,00	1,00				0,25		1,00			1,00	1,00		1,00	
7	1,00																
8	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00								1,00	1,00			1,00
9	1,00	1,00	1,00	1,00				1,00					1,00	1,00			1,00
1	1,00		1,00			0,25				1,00	1,00			1,00	-1,00		
2	1,00					0,25				1,00	1,00			1,00	-1,00		
3	1,00		1,00			0,25					1,00			1,00	-1,00		
4	1,00					0,25					1,00			1,00	-1,00		
5	1,00		1,00		0,25					1,00			1,00		1,00		
6	1,00				0,25					1,00			1,00		1,00		
7	1,00		1,00		0,25						1,00			1,00		1,00	
8	1,00				0,25						1,00			1,00		1,00	
9	1,00		1,00				0,25			1,00	1,00			1,00	-1,00		
10	1,00						0,25			1,00	1,00			1,00	-1,00		
11	1,00		1,00				0,25				1,00			1,00	-1,00		
12	1,00						0,25				1,00			1,00	-1,00		
13	1,00				1,00									1,00		1,00	
14	1,00					1,00									1,00	-1,00	
15	1,00						1,00							1,00		1,00	
16	1,00							1,00							1,00	-1,00	

Tabela 36: Combinações para ELS

### 3.3.2. ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Para a verificação estrutural das estacas, foram realizadas combinações nos estados limites últimos, considerando carregamentos normais e de acidente, multiplicados por coeficientes segundo a *NBR8681 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos* [ref.5].

Foram realizados três tipos de combinações:

Combinações normais: considerando apenas os carregamentos normais, sem acidentes;

Combinações de acidente 1: considerando os carregamentos normais e o carregamento de acidente com dois caminhões.

Combinações de acidente 2: considerando os carregamentos normais e o carregamento de acidente com derramamento de minério no tabuleiro e na canaleta;

Os coeficientes utilizados estão dispostos na tabela 37.

	NORMAL			ACIDENTE 1-2 CAMINHÕES			ACIDENTE 2- MINÉRIO		
	Gama		Psi	Gama		Psi	Gama		Psi
	FAV.	DESFV.		FAV.	DESFV.		FAV.	DESFV.	
PERMANENTE	1.35	1.00	0.00	1.25	1.00	0.00	1.25	1.00	0.00
SC NORMAL	1.50	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80			
SC ACIDENTE	-	-	-	-	-	-	1.30	0.00	0.80
1 CAMINHÃO	1.50	0.00	0.80	-	-	-	1.30	0.00	0.80
2 CAMINHÕES	-	-	-	1.30	0.00	0.80	-	-	-
TEMPERATURA	1.20	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60	1.00	0.00	0.60
VENTO	1.40	0.00	0.60	1.20	0.00	0.60	1.20	0.00	0.60
TRANSPORTADOR OPERAÇÃO	1.50	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80
TRANSPORTADOR PARTIDA	1.50	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80
ATRAÇÃO	1.50	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80
AMARRAÇÃO	1.50	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80	1.30	0.00	0.80
CORRENTE	1.40	0.00	0.60	1.20	0.00	0.60	1.20	0.00	0.60

Tabela 37: Coeficientes de combinação para o ELU

Nesta verificação, cada combinação tem uma ação acidental considerada como principal, que é multiplicado apenas por  $\gamma$ , as demais são multiplicados por  $\gamma \cdot \phi$ ; conforme os valores da tabela acima. Foram considerados como principais os carregamentos mais importantes, sendo estes os transportadores, a sobrecarga normal e de acidente no tabuleiro, a carga de atracação, a carga de vento, e a carga do caminhão, como definido na tabela a baixo.

Assim como nas combinações do estado limite de serviço, as ações que ocorrem em um curto espaço de tempo, não foram consideradas simultaneamente, como acidente de dois caminhões, em conjunto com atracação ou transportador em partida.

Seguindo essas premissas, as combinações geradas se encontram nas tabelas 38, combinações normais, e 39, combinações de acidente.

COMBINAÇÕES PARA ESTADO LIMITE ULTIMO																	
COMBINAÇÃO	PERMANENTE	BC NORMAL	BC ACIDENTE	1 CAMINHÃO	2 CAMINHÕES	TEMPERATURA (+15°C OU -30°C)	VENTO + X2	VENTO -X2	VENTO +X1	VENTO -X1	TRANS PORTADOR OPERAÇÃO	TRANS PORTADOR PARTIDA	ATRAÇÃO + AMARRAÇÃO	AMARRAÇÃO	CORRENTE + X2	CORRENTE -X2	CARGA DA PONTE
1	1,35	1,50		1,20		0,72	0,21				1,20			1,20	0,84		1,20
2	1,35	1,50		1,20		0,72		0,21			1,20		1,20			0,84	-1,20
3	1,35	1,50		1,20		0,72			0,21		1,20			1,20	0,84		1,20
4	1,35	1,50		1,20		0,72				0,21	1,20		1,20			0,84	-1,20
5	1,35	1,50		1,20		0,72	0,21					1,20	1,20	0,84			1,20
6	1,35	1,50		1,20		0,72			0,21			1,20	1,20	0,84			1,20
7	1,35	1,20		1,20		0,72	0,21				1,50		1,20	0,84			1,20
8	1,35	1,20		1,20		0,72		0,21			1,50		1,20			0,84	-1,20
9	1,35	1,20		1,20		0,72			0,21		1,50		1,20	0,84			1,20
10	1,35	1,20		1,20		0,72				0,21	1,50		1,20			0,84	-1,20
11	1,35	1,20		1,20		0,72	0,21					1,50	1,20	0,84			1,20
12	1,35	1,20		1,20		0,72			0,21			1,50	1,20	0,84			1,20
13	1,35	1,20		1,20		0,72		0,21			1,20		1,50			0,84	-1,20
14	1,35	1,20		1,20		0,72				0,21	1,20		1,50			0,84	-1,20
15	1,35	1,20		1,20		0,72	0,35				1,20		1,20	0,84			1,20
16	1,35	1,20		1,20		0,72		0,35			1,20		1,20			0,84	-1,20
17	1,35	1,20		1,20		0,72			0,35		1,20		1,20	0,84			1,20
18	1,35	1,20		1,20		0,72				0,35	1,20		1,20			0,84	-1,20
19	1,35	1,20		1,20		0,72	0,35					1,20	1,20	0,84			1,20
20	1,35	1,20		1,20		0,72			0,35			1,20	1,20	0,84			1,20
21	1,35	1,20		1,50		0,72	0,21				1,20		1,20	0,84			1,20
22	1,35	1,20		1,50		0,72		0,21			1,20		1,20			0,84	-1,20
23	1,35	1,20		1,50		0,72			0,21		1,20		1,20	0,84			1,20
24	1,35	1,20		1,50		0,72				0,21	1,20		1,20			0,84	-1,20
25	1,35	1,20		1,50		0,72	0,21					1,20	1,20	0,84			1,20
26	1,35	1,20		1,50		0,72			0,21			1,20	1,20	0,84			1,20

Tabela 38: Combinações Normais no ELU

COMBINAÇÕES PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO																	
COMBINAÇÃO	PERMANENTE	SC NORMAL	SC ACIDENTE	1 CAMINHÃO	2 CAMINHÕES	TEMPERATURA (+16°C OU -30°C)	VENTO + x2	VENTO -x2	VENTO + x1	VENTO -x1	TRANSPORTADOR OPERAÇÃO	TRANSPORTADOR PARTIDA	ATRAÇÃO + AMARRAÇÃO	AMARRAÇÃO	CORRENTE + x2	CORRENTE -x2	CARGA DA PONTE
1	1,25		1,30	1,04		0,60	0,18				1,04			1,04	0,72		1,04
2	1,25		1,30	1,04		0,60		0,18			1,04		1,04		0,72		-1,04
3	1,25		1,30	1,04		0,60			0,18		1,04			1,04	0,72		1,04
4	1,25		1,30	1,04		0,60				0,18	1,04		1,04		0,72		-1,04
5	1,25		1,30	1,04		0,60	0,18					1,04		1,04	0,72		1,04
6	1,25		1,30	1,04		0,60			0,18			1,04			0,72		1,04
7	1,25		1,04	1,04		0,60	0,18				1,30			1,04	0,72		1,04
8	1,25		1,04	1,04		0,60		0,18			1,30		1,04		0,72		-1,04
9	1,25		1,04	1,04		0,60			0,18		1,30			1,04	0,72		1,04
10	1,25		1,04	1,04		0,60				0,18	1,30		1,04		0,72		-1,04
11	1,25		1,04	1,04		0,60	0,18					1,30		1,04	0,72		1,04
12	1,25		1,04	1,04		0,60			0,18			1,30			0,72		1,04
13	1,25		1,04	1,04		0,60	0,30				1,04			1,04	0,72		1,04
14	1,25		1,04	1,04		0,60		0,30			1,04		1,04		0,72		-1,04
15	1,25		1,04	1,04		0,60			0,30		1,04			1,04	0,72		1,04
16	1,25		1,04	1,04		0,60				0,30	1,04		1,04		0,72		-1,04
17	1,25		1,04	1,04		0,60	0,30					1,04	1,04	0,72			1,04
18	1,25		1,04	1,04		0,60			0,30			1,04			0,72		1,04
19	1,25		1,04	1,04		0,60		0,18			1,04		1,30		0,72		-1,04
20	1,25		1,04	1,04		0,60				0,18	1,04		1,30		0,72		-1,04
21	1,25	1,04			1,30	0,60	0,18				1,04			1,04	0,72		1,04
22	1,25	1,04			1,30	0,60		0,18			1,04			1,04	0,72		1,04
23	1,25	1,04			1,30	0,60	0,18					1,04		1,04	0,72		1,04
24	1,25	1,04			1,30	0,60			0,18			1,04			0,72		1,04
25	1,25	1,04			1,04	0,60	0,18				1,30			1,04	0,72		1,04
26	1,25	1,04			1,04	0,60		0,18			1,30			1,04	0,72		1,04
27	1,25	1,04			1,04	0,60	0,30				1,04			1,04	0,72		1,04
28	1,25	1,04			1,04	0,60		0,30			1,04		1,04		0,72		-1,04
29	1,25	1,04			1,04	0,60			0,30		1,04			1,04	0,72		1,04
30	1,25	1,04			1,04	0,60				0,30	1,04		1,04		0,72		-1,04
31	1,25	1,04			1,04	0,60	0,30					1,04		1,04	0,72		1,04
32	1,25	1,04			1,04	0,60			0,30			1,04			0,72		1,04

Tabela 39: Combinações Especiais no ELU

#### 4. FASE CONSTRUTIVA

Os cálculos dos esforços máximos para o dimensionamento do estaqueamento na fase construtiva foram realizados através de modelo estrutural computacional analisado pelo programa SAP2000.

Para a fase construtiva, foi considerado um pórtico plano composto pelo elemento da travessa. A adoção deste modelo plano mais simples é um procedimento a favor da segurança, se considerarmos que o esforço seria distribuído para outros pórticos no caso de um modelo tridimensional, que representa mais fielmente a realidade.

Durante a fase construtiva, o principal carregamento é o esforço gerado pelo Cantitraveller. Este se apóia em vigas trilho, sobre os eixos C e D do estaqueamento, que são deslocadas vão a vão, dando continuidade à cravação das estacas e posicionamento dos pré-moldados, como ilustra a figura 66.

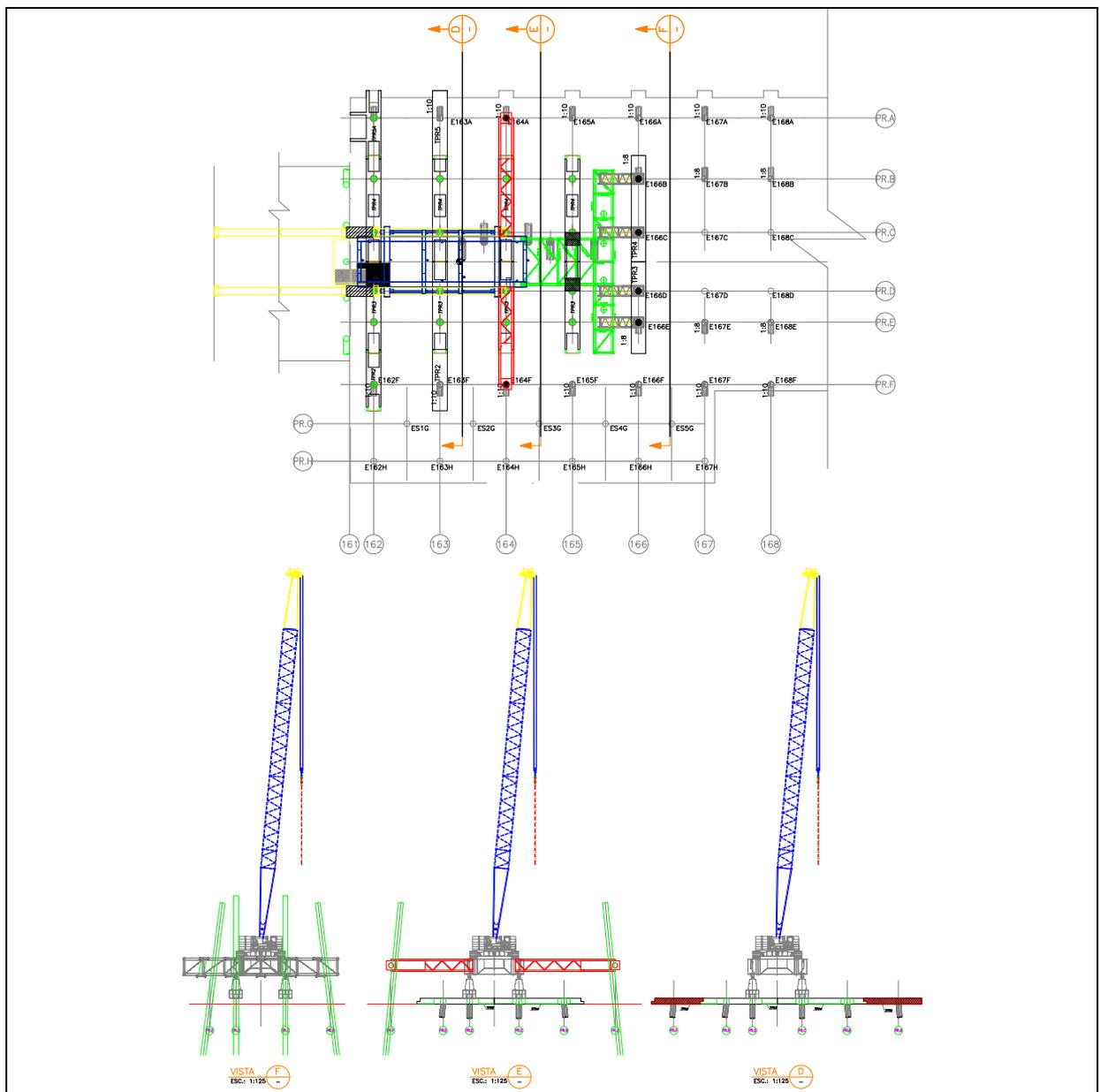


Figura 66: Esquema de Cravação das Estacas

Pode-se observar que o Cantitraveller se apóia em dois eixos de 4 estacas, para cravar as estacas do próximo eixo, e posteriormente, crava as estacas laterais. Desta forma, para a fase construtiva, o pórtico plano foi analisado basicamente em duas situações de carregamento:

A primeira situação, em que ele deve ser capaz de suportar a força do Cantitraveller cravando as estacas do próximo eixo e posicionando os pré-moldados das travessas, possuindo apenas 4 estacas por eixo;

A segunda situação, em que ele deve ser capaz de suportar a força do pórtico metálico transportador de vigas e estacas, o peso das vigas pré-moldadas quando apoiadas sobre a estrutura e as cargas de caminhões que trafegam durante a construção, já com 6 estacas por eixo.

Nas duas situações, o pórtico de concreto foi calculado para resistir aos esforços descritos em conjunto com peso próprio e cargas ambientais, como corrente, onda e vento.

Fazendo uma análise prévia e simplificada das duas situações de carregamento e da estrutura, observa-se que a primeira situação é muito mais desfavorável para o estaqueamento. Desta forma, será detalhada apenas a situação do pórtico com 4 estacas, durante a cravação das estacas.

#### 4.1. DESCRIÇÃO DO MODELO

O modelo foi criado como um pórtico plano composto por travessa e quatro estacas pré-moldadas, sendo duas verticais (eixos C e D) e duas inclinadas transversalmente com inclinação 1:8 (eixos B e E). As estacas foram modeladas com comprimento de 30,5m e foram engastadas na base, considerando o mesmo cálculo de comprimento de engastamento fictício, usado na fase final.

As travessas na fase construtiva foram analisadas com uma seção de 200cm de base e 100cm de altura, considerando que esta só possuirá sua altura total, após a concretagem final.

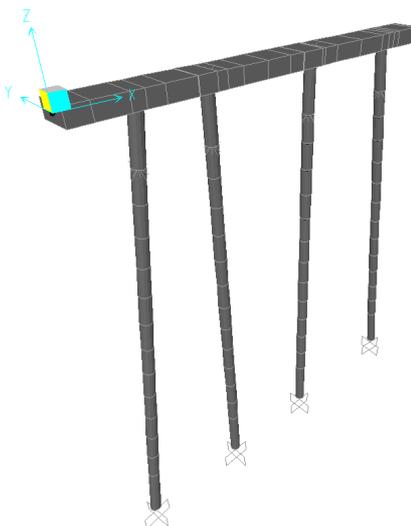


Figura 67: Vista Tridimensional Renderizada do Modelo 1 na Fase Construtiva

Durante a fase de cravação das estacas, foram considerados pontos de travamento na direção Y (longitudinal ao píer), representando o contraventamento que será feito com tubos metálicos, e os pontos de apoio das vigas-trilho do cantitraveller, que também servem como contraventamento longitudinal.

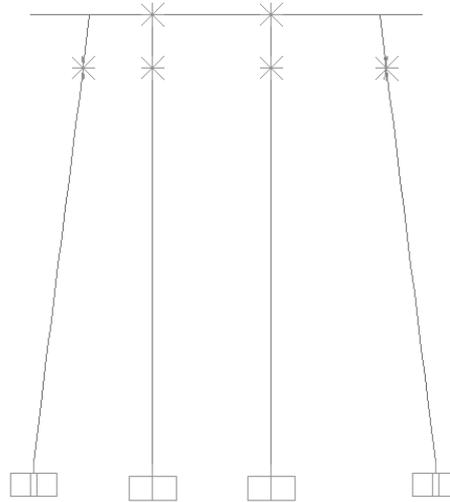


Figura 68: Posição dos Pontos de Travamento na Direção Longitudinal

## 4.2. CARREGAMENTOS

Após uma análise detalhada dos carregamentos, observou-se que os esforços devidos ao Cantitraveller em conjunto com peso próprio, corrente, onda e vento, provocam a pior sollicitação para as estacas. Deste modo, serão apresentados os carregamentos deste modelo, e suas respectivas combinações e resultados que geraram os esforços dimensionantes.

### 4.2.1. PERMANENTES

O único carregamento permanente durante a fase construtiva será o peso próprio da superestrutura e da infraestrutura, que foi aplicado ao modelo automaticamente através do programa, gerando um total de cargas gravitacionais de 1942kN.

$F_{x_3}$ (kN)
-1942

Tabela 40: Somatório das Cargas Permanentes

### 4.2.2. SOBRECARGAS

#### 4.2.2.1. CANTITRAVELLER EM OPERAÇÃO

Os esforços gerados durante a cravação das estacas, pelo Cantitraveller, variam de acordo com a posição da estaca a ser cravada, então, a favor da segurança, foi considerada a pior situação entre elas.

Devido ao fato da estrutura não ser simétrica, foram consideradas duas operações, supondo o Cantitraveller cravando estacas para direita e para esquerda, obtendo as cargas segundo a representação abaixo.

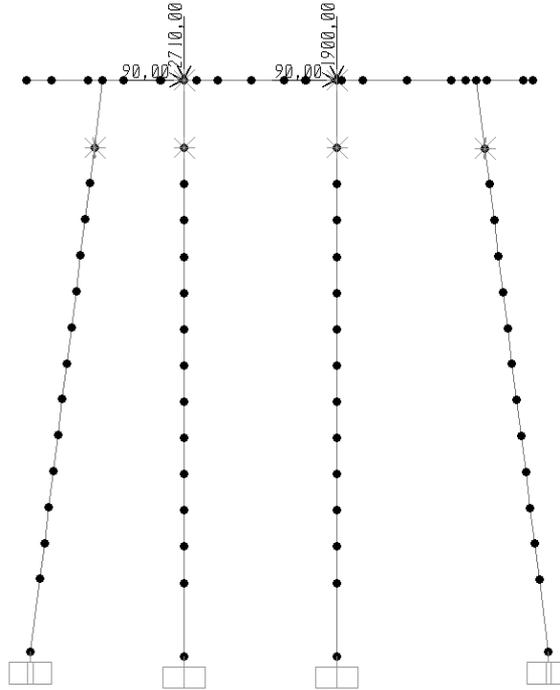


Figura 69: Carga do Cantitraveller – Operação 1

$F_{x_2}$ (kN)	$F_{x_3}$ (kN)
180	-4610

Tabela 41: Somatório da Carga do Cantitraveller – Operação 1

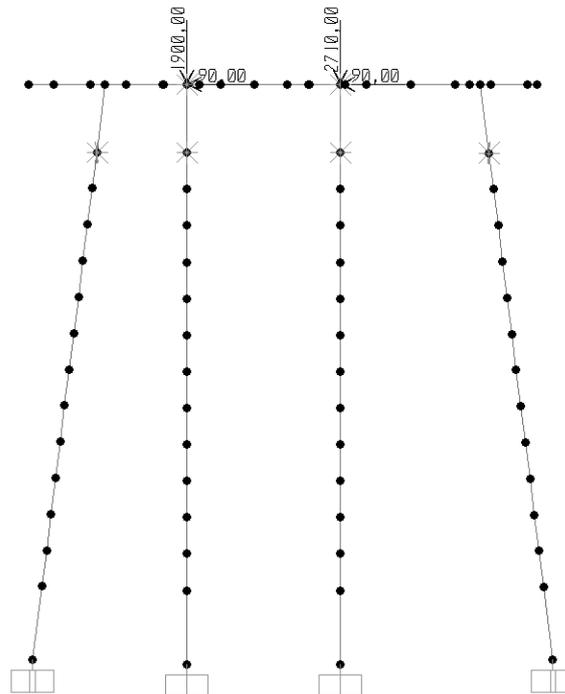


Figura 70: Carga do Cantitraveller – Operação 2

$F_{x_2}$ (kN)	$F_{x_3}$ (kN)
-180	-4610

Tabela 42: Somatório da Carga do Cantitraveller – Operação 2

#### 4.2.2.2. CANTITRAVELLER FORA DE OPERAÇÃO

Além das situações normais de operação, foi considerada uma situação de tempestade, em que o Cantitraveller não estaria em operação, portanto, estaria com sua lança abaixada, provocando esforços reduzidos no estaqueamento.

Para esta consideração, as cargas verticais em cada apoio foram reduzidas; e as cargas horizontais, devidas à operação, foram desconsideradas.

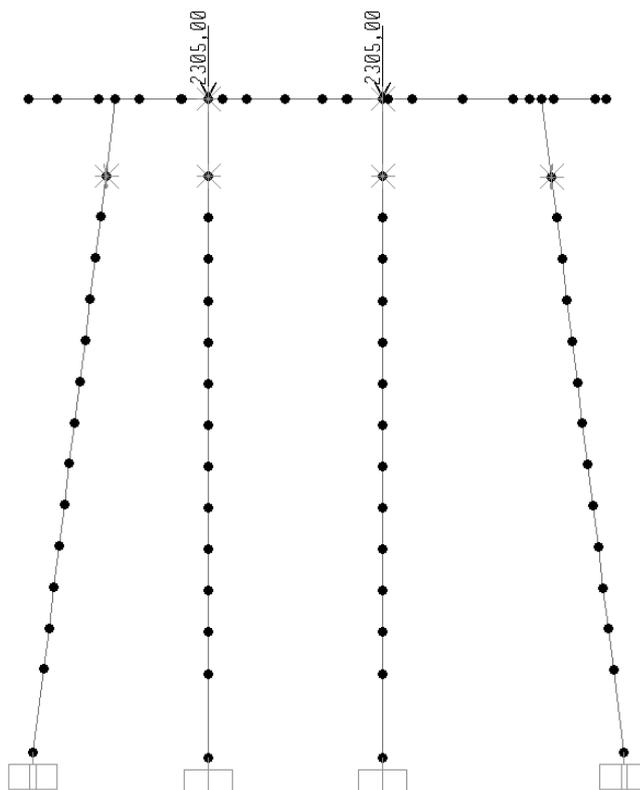


Figura 71: Carga do Cantitraveller – Fora de Operação

$F_{x_2}$ (kN)	$F_{x_3}$ (kN)
0	-4610

Tabela 43: Somatório da Carga do Cantitraveller – Fora de Operação

#### 4.2.3. AMBIENTAIS

##### 4.2.3.1. CORRENTE E ONDA

Durante a fase construtiva, o molhe, que protegerá o Píer, ainda não estará executado por completo, portanto, a corrente e a onda nesta situação, possuem valores consideráveis.

Foram determinados para estes valores, os dados da seguinte planilha, com esforços calculados para estacas com diâmetro externo de 80cm.

h+z (m)	Ondas (kN/m)	Correntes (kN/m)	Resultante (kN/m)
14	3.06	5.02	8.08
13	2.88	2.59	5.47
12	2.72	2.18	4.90
11	2.59	1.93	4.53
10	2.50	1.75	4.25
9	2.39	1.60	3.98
8	2.28	1.47	3.74
7	2.14	1.34	3.48
6	2.02	1.22	3.24
5	1.91	1.10	3.01
4	1.84	0.98	2.82
3	1.75	0.85	2.60
2	1.65	0.69	2.34
1	1.55	0.47	2.02
0	1.53	0.00	1.53

Tabela 44: Cargas de Corrente e Onda nas Estacas

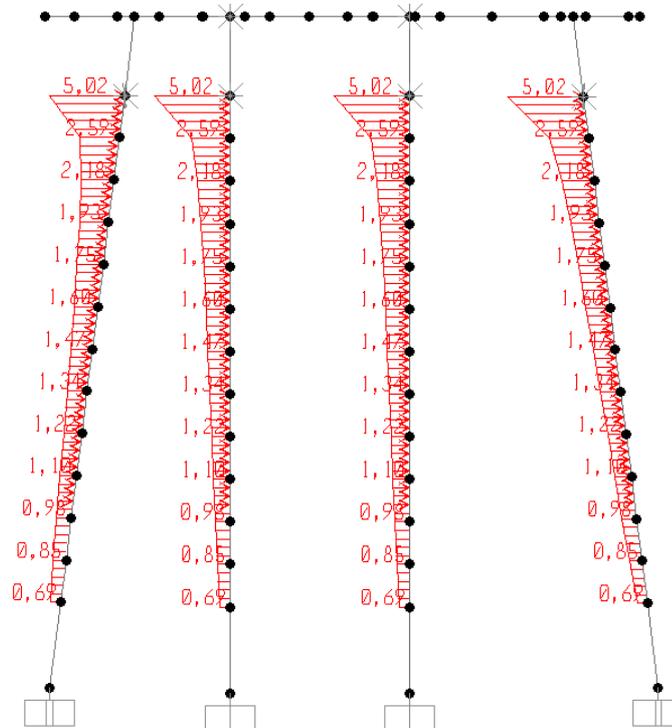


Figura 72: Carga de Corrente nas Estacas

$F_{x_2}$ (kN)
152

Tabela 45: Somatório da Carga de Corrente nas Estacas

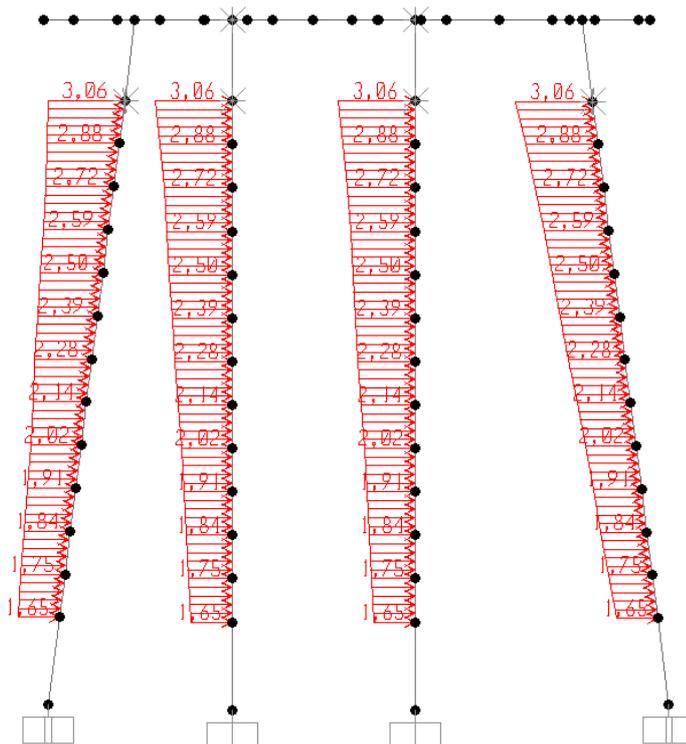


Figura 73: Carga de Onda nas Estacas

$F_{x_2}$ (kN)
210

Tabela 46: Somatório da Carga de Onda nas Estacas

#### 4.2.3.2. VENTO

Foi considerado no modelo o vento atuando perpendicular ao eixo longitudinal do Píer, nos dois sentidos.

Assim como para a fase final, também foi aplicado um vento máximo para situações de tempestade, utilizando-se uma pressão de vento de  $1,0\text{kN/m}^2$ , sendo este reduzido de um fator de 0,25 nas combinações em condições de operação.

Considerando uma área de obstrução do Cantitraveller de  $224\text{m}^2$ , encontra-se um esforço horizontal de vento de  $1,00 \times 224 = 224\text{kN}$ , que será dividido pelos dois apoios.

$$H = 224 / 2 = 112\text{kN}$$

O esforço de vento horizontal, aplicado a uma altura estimada de 11m, gera um momento de  $225 \times 11 = 2475\text{kNm}$ , que será representado no modelo como um binário, nos pontos de apoio do Cantitraveller.

$$V = 2475 / 8 = 309\text{kN}$$

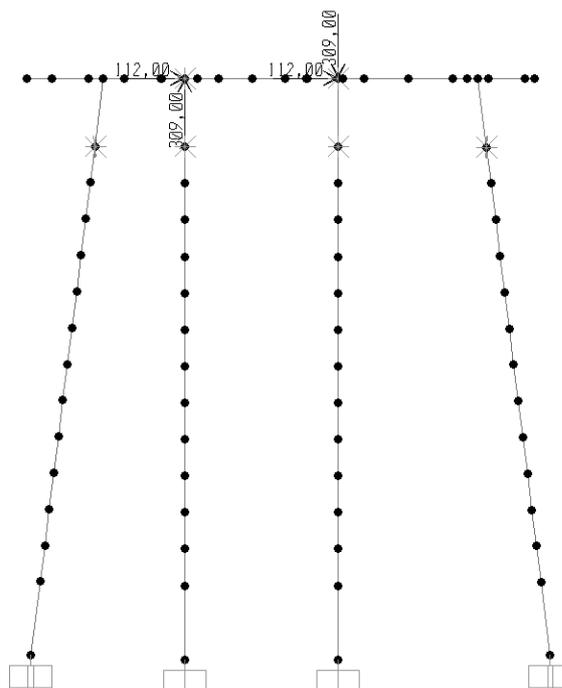


Figura 74: Carga de Vento no Cantitraveller – Situação de Tempestade

$F_{x_2}$ (kN)
224

Tabela 47: Somatório da Carga de Vento no Cantitraveller – Situação de Tempestade

### 4.3. COMBINAÇÕES

Para a verificação geotécnica e estrutural das estacas, foram criadas combinações no estado limite de serviço e no estado limite último, utilizando três critérios de combinações:

**CRITÉRIO 1:** Considerando o Cantitraveller em condições de operação com as suas cargas multiplicadas por fator unitário, e o peso próprio da travessa e das estacas, também multiplicados por fator unitário. Neste caso, não foram consideradas as cargas ambientais.

**CRITÉRIO 2:** Considerando o Cantitraveller em condições de operação com as suas cargas multiplicadas por fator unitário; o peso próprio da travessa e das estacas, também multiplicados por fator unitário; e as cargas ambientais de vento, corrente e onda, multiplicadas por um fator de redução.

Para considerar uma carga de vento compatível com a situação de operação do cantitraveller, é necessário reduzir a velocidade básica do vento pela metade. Como a pressão dinâmica do vento varia com o quadrado da velocidade, foi considerado um coeficiente reductor de  $(1/2)^2=0,25$  para as cargas ambientais, em geral.

**CRITÉRIO 3:** Combinações no estado limite último. Considerando combinações normais, com as cargas ambientais reduzidas e o Cantitraveller em operação, e combinações de tempestade, com as cargas ambientais máximas e o Cantitraveller fora de operação.

No caso do *critério 3*, que corresponde a esforços de cálculo, o fator de redução foi multiplicado por 1,2, que é o coeficiente de majoração das cargas ambientais, resultando em um coeficiente de  $0,25 \times 1,20 = 0,30$ .

Cada critério utilizado será comparado com um valor de resistência das estacas distinto, conforme as normas vigentes, que serão detalhados nos capítulos seguintes.

Seguindo estes critérios, foram criadas as combinações definidas na tabela 48.

	Peso Próprio	Cantitraveller em Operação 1	Cantitraveller em Operação 2	Cantitraveller fora de Operação	Vento	Corrente	Onda
CRITÉRIO 1	1	1	0	0	0	0	0
	1	0	1	0	0	0	0
CRITÉRIO 2	1	1	0	0	-0,25	-0,25	-0,25
	1	1	0	0	0,25	0,25	0,25
	1	0	1	0	-0,25	-0,25	-0,25
CRITÉRIO 3	1	0	1	0	0,25	0,25	0,25
	1,2	1,3	0	0	-0,30	-0,30	-0,30
	1,2	1,3	0	0	0,30	0,30	0,30
	1,2	0	1,3	0	-0,30	-0,30	-0,30
	1,2	0	1,3	0	0,30	0,30	0,30
	1,2	0	0	1,3	-1,20	-1,20	-1,20
	1,2	0	0	1,3	1,20	1,20	1,20

Tabela 48: Combinações para Fase Construtiva

## 5. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO DAS ESTACAS

### 5.1. AOKI VELOSO

Para o dimensionamento geotécnico das estacas, foram calculadas as resistências das estacas metálicas e pré-moldadas, através do método Aoki-Velloso, com base na sondagem SP08, que se encontra em anexo.

O cálculo considerou um coeficiente de segurança de 1,6, considerando que foi realizada prova de carga prévia nas estacas, tendo o resultado detalhado abaixo.

- Estaca pré-moldada de concreto

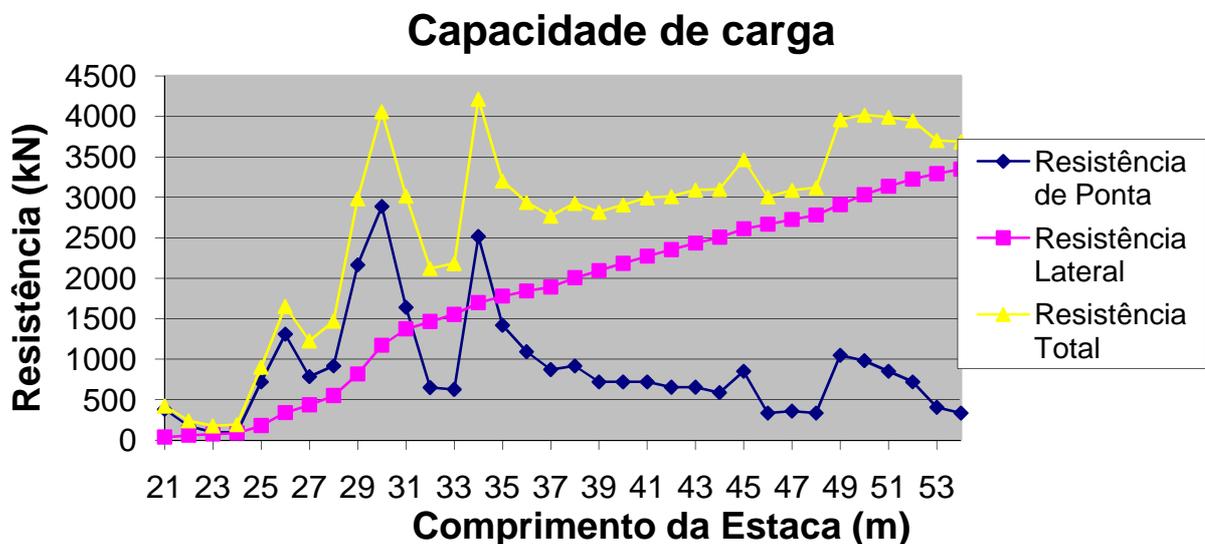


Gráfico 3: Resistência Geotécnica das Estacas Pré-moldadas

F1	F2	Φ(cm)	F.S.	p(cm)	S(cm2)	Altura da lâmina d'água (m) = 13,00			
1,75	3,5	-	1,6	251,3	3063,1				
Camada	N	K (kN/cm2)	α(%)	Rp (kN)	RL (kN)	Soma RL	Rtot.comp.	Rtot.d comp.	Rtot.d tração
1	10	3,5	2,4	612,6	60,3	60,3	672,9	420,6	37,70
2	7	2,3	3,4	281,8	39,3	99,6	381,4	238,4	62,27
3	4	2,3	3,4	161,0	22,5	122,1	283,1	177,0	76,31
4	4	2,3	3,4	161,0	22,5	144,6	305,6	191,0	90,34
5	11	6,0	3,0	1155,2	142,2	286,7	1442,0	901,2	179,21
6	20	6,0	3,0	2100,4	258,5	545,2	2645,7	1653,5	340,78
7	12	6,0	3,0	1260,2	155,1	700,3	1960,6	1225,4	437,72
8	14	6,0	3,0	1470,3	181,0	881,3	2351,6	1469,7	550,82
9	33	6,0	3,0	3465,7	426,5	1307,8	4773,5	2983,5	817,41
10	44	6,0	3,0	4620,9	568,7	1876,6	6497,5	4060,9	1172,86
11	25	6,0	3,0	2625,5	323,1	2199,7	4825,2	3015,8	1374,82
12	26	2,3	3,4	1046,7	146,0	2345,7	3392,4	2120,3	1466,07
13	25	2,3	3,4	1006,4	140,4	2486,1	3492,5	2182,8	1553,81
14	23	10,0	1,4	4025,8	231,2	2717,3	6743,1	4214,4	1698,33
15	13	10,0	1,4	2275,4	130,7	2848,0	5123,5	3202,2	1780,01
16	10	10,0	1,4	1750,3	100,5	2948,5	4698,9	2936,8	1842,84
17	8	10,0	1,4	1400,3	80,4	3029,0	4429,2	2768,3	1893,11
18	14	6,0	3,0	1470,3	181,0	3209,9	4680,2	2925,1	2006,21
19	11	6,0	3,0	1155,2	142,2	3352,1	4507,3	2817,1	2095,07
20	11	6,0	3,0	1155,2	142,2	3494,3	4649,5	2905,9	2183,93
21	11	6,0	3,0	1155,2	142,2	3636,5	4791,7	2994,8	2272,80
22	10	6,0	3,0	1050,2	129,3	3765,7	4815,9	3010,0	2353,58
23	10	6,0	3,0	1050,2	129,3	3895,0	4945,2	3090,7	2434,36
24	9	6,0	3,0	945,2	116,3	4011,3	4956,5	3097,8	2507,07
25	13	6,0	3,0	1365,3	168,0	4179,3	5544,6	3465,4	2612,09
26	14	2,2	4,0	539,1	88,5	4267,8	4806,9	3004,3	2667,38
27	15	2,2	4,0	577,6	94,8	4362,6	4940,2	3087,6	2726,63
28	14	2,2	4,0	539,1	88,5	4451,1	4990,2	3118,9	2781,92
29	16	6,0	3,0	1680,3	206,8	4657,9	6338,2	3961,4	2911,17
30	15	6,0	3,0	1575,3	193,9	4851,8	6427,1	4016,9	3032,35
31	13	6,0	3,0	1365,3	168,0	5019,8	6385,1	3990,7	3137,37
32	11	6,0	3,0	1155,2	142,2	5162,0	6317,2	3948,2	3226,23
33	17	2,2	4,0	654,6	107,4	5269,4	5924,0	3702,5	3293,37
34	14	2,2	4,0	539,1	88,5	5357,9	5897,0	3685,6	3348,67

Tabela 49: Planilha de Cálculo da Resistência Geotécnica das Estacas Pré-moldadas Pelo Método de Aoki-Velloso

Com base no resultado do cálculo das resistências, decidiu-se utilizar estacas pré-moldadas com 35m de comprimento, podendo chegar a uma compressão admissível de 3200kN, e uma tração admissível de 1700kN.

- Estaca metálica preenchida de concreto

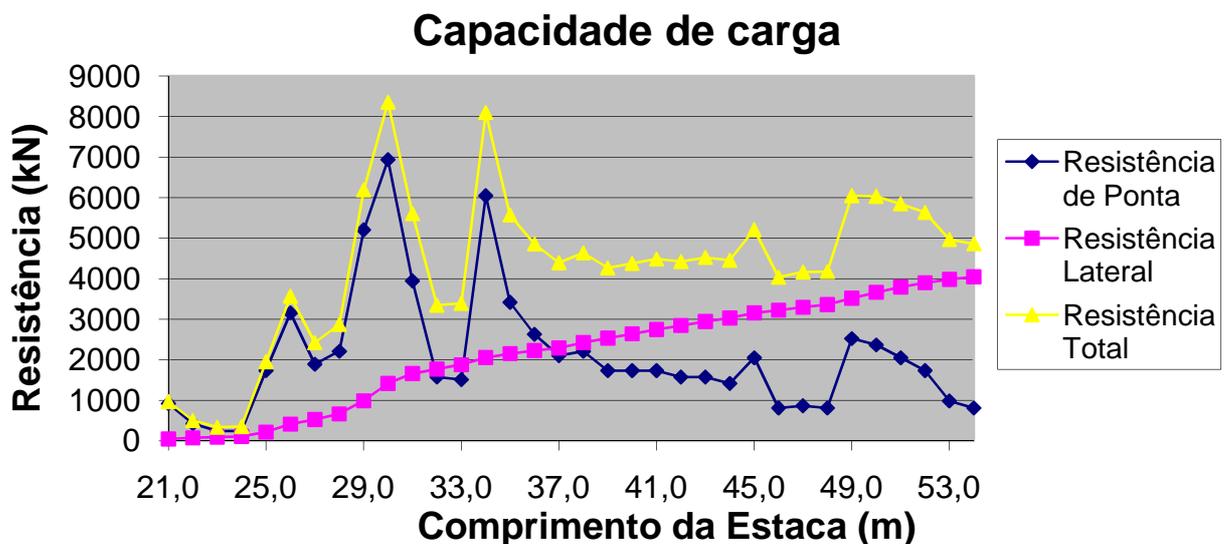


Gráfico 4: Resistência Geotécnica das Estacas Metálicas

F1	F2	Φ(cm)	F.S.	p(cm)	S(cm2)	Altura da lâmina d'água (m) = 13,00			
1,75	3,5	-	1,6	304,1	7359,4				
Camada	N	K (kl/cm2)	α(%)	Rp (kl)	RL (kl)	Soma RL	Rtot. comp.	Rtot.d comp.	Rtot.d tração
1	10	3,5	2,4	1471,9	73,0	73,0	1544,9	965,5	45,62
2	7	2,3	3,4	677,1	47,6	120,5	797,6	498,5	75,34
3	4	2,3	3,4	386,9	27,2	147,7	534,6	334,1	92,33
4	4	2,3	3,4	386,9	27,2	174,9	561,8	351,1	109,32
5	11	6,0	3,0	2775,5	172,0	346,9	3122,5	1951,5	216,84
6	20	6,0	3,0	5046,4	312,8	659,7	5706,2	3566,4	412,34
7	12	6,0	3,0	3027,9	187,7	847,4	3875,3	2422,0	529,64
8	14	6,0	3,0	3532,5	219,0	1066,4	4598,9	2874,3	666,49
9	33	6,0	3,0	8326,6	516,1	1582,5	9909,1	6193,2	989,06
10	44	6,0	3,0	11102,1	688,2	2270,7	13372,8	8358,0	1419,16
11	25	6,0	3,0	6308,0	391,0	2661,7	8969,7	5606,1	1663,54
12	26	2,3	3,4	2514,8	176,7	2838,3	5353,1	3345,7	1773,95
13	25	2,3	3,4	2418,1	169,9	3008,2	5426,3	3391,4	1880,12
14	23	10,0	1,4	9672,3	279,8	3288,0	12960,3	8100,2	2054,98
15	13	10,0	1,4	5467,0	158,1	3446,1	8913,1	5570,7	2153,82
16	10	10,0	1,4	4205,4	121,6	3567,7	7773,1	4858,2	2229,84
17	8	10,0	1,4	3364,3	97,3	3665,1	7029,3	4393,3	2290,67
18	14	6,0	3,0	3532,5	219,0	3884,0	7416,5	4635,3	2427,51
19	11	6,0	3,0	2775,5	172,0	4056,1	6831,6	4269,7	2535,04
20	11	6,0	3,0	2775,5	172,0	4228,1	7003,6	4377,3	2642,56
21	11	6,0	3,0	2775,5	172,0	4400,1	7175,7	4484,8	2750,09
22	10	6,0	3,0	2523,2	156,4	4556,5	7079,8	4424,8	2847,84
23	10	6,0	3,0	2523,2	156,4	4712,9	7236,2	4522,6	2945,59
24	9	6,0	3,0	2270,9	140,8	4853,7	7124,6	4452,9	3033,56
25	13	6,0	3,0	3280,2	203,3	5057,0	8337,2	5210,7	3160,64
26	14	2,2	4,0	1295,2	107,0	5164,1	6459,3	4037,1	3227,54
27	15	2,2	4,0	1387,8	114,7	5278,8	6666,5	4166,6	3299,22
28	14	2,2	4,0	1295,2	107,0	5385,8	6681,1	4175,7	3366,13
29	16	6,0	3,0	4037,1	250,2	5636,0	9673,2	6045,7	3522,53
30	15	6,0	3,0	3784,8	234,6	5870,6	9655,5	6034,7	3669,15
31	13	6,0	3,0	3280,2	203,3	6074,0	9354,1	5846,3	3796,23
32	11	6,0	3,0	2775,5	172,0	6246,0	9021,5	5638,5	3903,75
33	17	2,2	4,0	1572,8	130,0	6376,0	7948,8	4968,0	3984,99
34	14	2,2	4,0	1295,2	107,0	6483,0	7778,3	4861,4	4051,90

Tabela 50: Planilha de Cálculo da Resistência Geotécnica das Estacas Metálicas Preenchidas de Concreto Pelo Método de Aoki-Velloso

Com base neste resultado, decidiu-se utilizar estacas metálicas com 35m de comprimento, podendo chegar a uma compressão admissível de 5500kN, e uma tração admissível de 2100kN.

Podemos, então, concluir as seguintes resistências geotécnicas para as estacas:

	Resistência à compressão admissível	Resistência à tração admissível
<b>ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO (D=80cm)</b>	3200 kN	1700 kN
<b>ESTACA METÁLICA PREENCHIDA DE CONCRETO (D=100cm)</b>	5500 kN	2100 kN

Tabela 51: Resistências Geotécnicas Admissíveis das Estacas

## 5.2. FASE FINAL

A verificação da capacidade geotécnica das estacas foi realizada com combinações no estado limite de serviço, não podendo o esforço axial de compressão resultante ultrapassar o valor de 3200kN, para estacas pré-moldadas de concreto, e 5500kN para estacas metálicas, preenchidas de concreto.

A figura 75 ilustra a envoltória das combinações “pesadas”, com as compressões máximas nas estacas.

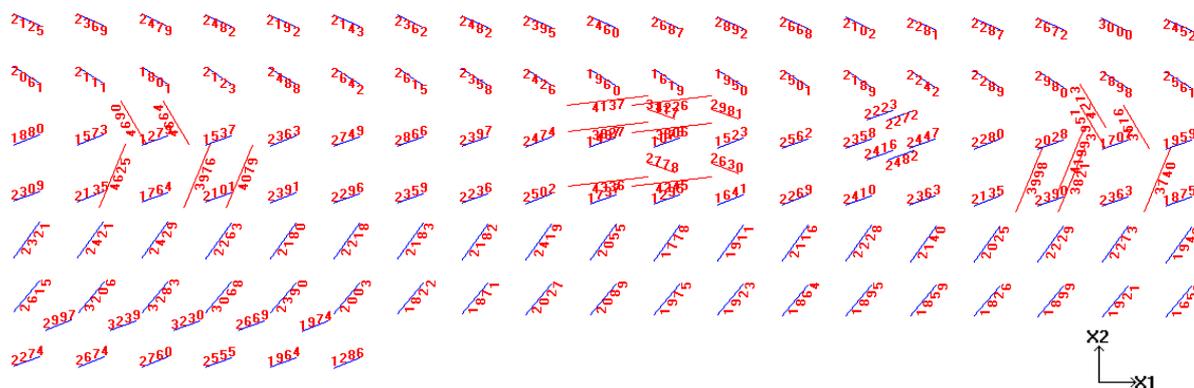


Figura 75: Compressão Máxima nas Estacas

A figura 76 ilustra a envoltória de combinações “leves”, para verificar tração nas estacas, com as trações máximas, com sinal negativo, e as compressões mínimas, com sinal positivo.

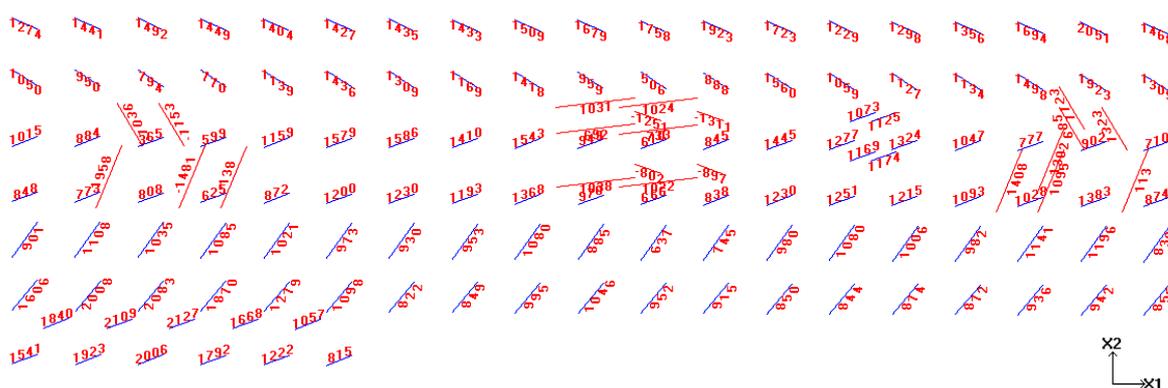


Figura 76: Tração Máxima ou Compressão Mínima nas Estacas

Para melhor compreensão, a tabela 52 lista as compressões máximas nas estacas, para combinações no estado limite de serviço, de acordo com a numeração das mesmas.

ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO
E162A	2126	E162B	2061	E162C	1870	E162D	2309
E163A	2325	E163B	2111	E163C	1536	E163D	2135
E164A	2533	E164B	1784	E164C	1279	E164D	1764
E165A	2657	E165B	2123	E165C	1537	E165D	2101
E166A	2269	E166B	2488	E166C	2214	E166D	2391
E167A	2123	E167B	2499	E167C	2401	E167D	2296
E168A	2355	E168B	2615	E168C	2866	E168D	2359
E169A	2374	E169B	2272	E169C	2274	E169D	2236
E170A	2410	E170B	2422	E170C	2461	E170D	2502
E171A	2445	E171B	1960	E171C	1476	E171D	1737
E172A	2750	E172B	1619	E172C	1073	E172D	1295
E173A	3071	E173B	1950	E173C	1365	E173D	1577
E174A	2746	E174B	2435	E174C	2184	E174D	2119
E175A	2102	E175B	2189	E175C	2358	E175D	2410
E176A	2278	E176B	2242	E176C	2448	E176D	2363
E177A	2288	E177B	2289	E177C	2171	E177D	2135
E178A	2673	E178B	2980	E178C	2028	E178D	2390
E179A	3000	E179B	2898	E179C	1707	E179D	2363
E180A	2377	E180B	2478	E180C	1873	E180D	1875

ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO	ESTACA	COMPRESSAO
E162E	2322	E162F	2615	E162G	2997	E162H	4058
E163E	2424	E163F	3207	E163G	3239	E163H	4002
E164E	2433	E164F	3285	E164G	3230	E164H	3826
E165E	2266	E165F	3070	E165G	2669	E165H	3951
E166E	2182	E166F	2391	E166G	1974	E166H	3516
E167E	2218	E167F	2003	E167H	2059	E167I	3745
E168E	2184	E168F	1822	E168H	2498	E168I	4204
E169E	2181	E169F	1871	E169H	2633	E169I	4213
E170E	2419	E170F	2027	E170H	2391	E170I	4138
E171E	2057	E171F	2089	E171H	1780	E171I	4227
E172E	1780	E172F	1975	E172H	1282	E172I	3117
E173E	1912	E173F	1923	E173H	2223	E173I	2981
E174E	2115	E174F	1864	E174H	2273	E174I	3827
E175E	2228	E175F	1895	E175H	2416	E175I	3806
E176E	2141	E176F	1859	E176H	2482	E176I	2778
E177E	2025	E177F	1826	E177H	4625	E177I	2630
E178E	2229	E178F	1899	E178H	4690	E178I	4336
E179E	2273	E179F	1921	E179H	4664	E179I	4245
E180E	1948	E180F	1659	E180H	3955		

Tabela 52: Compressão Máxima nas Estacas para ELS (kN)

Como as compressões máximas nas estacas não ultrapassaram os limites definidos pelo método Aoki-Velloso, pode-se concluir que a verificação em serviço é satisfatória.

### 5.3. FASE CONSTRUTIVA

Para o dimensionamento geotécnico das estacas na fase construtiva, foram verificados três critérios, de acordo com as combinações detalhadas no item 4.2.4. Nesta fase, são verificadas apenas as estacas pré-moldadas de concreto, pois as metálicas não estarão em funcionamento ainda.

Para combinações no *critério 1*, considerando apenas as cargas gravitacionais, a compressão máxima nas estacas não deve ultrapassar o valor de 3200kN, obtido no método Aoki-Velloso.

Segundo a NBR6122, item 5.5.3, “Quando forem levadas em consideração todas as combinações possíveis entre os diversos tipos de carregamento previstos pelas normas estruturais, inclusive a ação do vento, pode-se, na combinação mais desfavorável, majorar

em 30% os valores admissíveis das tensões no terreno e das cargas admissíveis em estacas e tubulões. Entretanto, estes valores admissíveis não podem ser ultrapassados, quando consideradas apenas as cargas permanentes e acidentais. Então, para o critério 2, em que são consideradas cargas gravitacionais e ambientais, a carga admissível será majorada em 30%, chegando-se a um máximo de 4160kN de compressão nas estacas.

Nas combinações do critério 3, as cargas são majoradas, podendo ser comparadas com uma resistência geotécnica estimada em 5824kN de compressão nas estacas.

Os resultados obtidos para os três critérios estão tabelados abaixo.

<b>CRITÉRIO 1</b>	<b>Compressão Máxima (kN)</b>
<b>Estaca 1</b>	-772
<b>Estaca 2</b>	-2794
<b>Estaca 3</b>	-3004
<b>Estaca 4</b>	-666

Tabela 53: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 1

Compressão Máxima  $N_{Sk,1} = 3004\text{kN} < \text{Carga Admissível } N_{Rk,1} = 3200\text{kN}$

<b>CRITÉRIO 2</b>	<b>Compressão Máxima (kN)</b>
<b>Estaca 1</b>	-1486
<b>Estaca 2</b>	-3980
<b>Estaca 3</b>	-3733
<b>Estaca 4</b>	-956

Tabela 54: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 2

Compressão Máxima  $N_{Sk,2} = 3980\text{kN} < \text{Carga Admissível } N_{Rk,2} = 4160\text{kN}$

<b>CRITÉRIO 3</b>	<b>Compressão Máxima (kN)</b>
<b>Estaca 1</b>	-2353
<b>Estaca 2</b>	-5218
<b>Estaca 3</b>	-4777
<b>Estaca 4</b>	-1395

Tabela 55: Compressão Máxima nas Estacas para o Critério 3

Compressão Máxima  $N_{Sd} = 5218\text{kN} < \text{Carga Limite } N_{Rd} = 5824\text{kN}$

Como as compressões não ultrapassaram os seus respectivos valores de carga limites, concluí-se que a verificação é satisfatória.

## 6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DAS ESTACAS

### 6.1. FASE FINAL

A determinação dos esforços solicitantes de cálculo para a verificação da capacidade estrutural das estacas foi feita a partir dos resultados de uma análise tipo P-Delta que leva em conta a não linearidade física e geométrica da estrutura, considerando as combinações de carregamentos para o estado limite último.

Segundo a NBR 6118, item 15.7.3, para levar em conta a não linearidade física dos materiais, as inércias à flexão da seção bruta dos elementos de concreto armado devem ser reduzidas conforme a seguir:

$$\text{Vigas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,5E_{ci}I_c$$

$$\text{Estacas: } (EI)_{\text{sec}} = 0,8E_{ci}I_c$$

Para atender a este item da norma, foi criado um novo modelo, idêntico ao anterior, alterando apenas as propriedades das vigas e estacas, reduzindo suas inércias à flexão.

### 6.1.1. ESTACA PRÉ-MOLDADA DE CONCRETO

O efeito das imperfeições locais nas estacas pré-moldadas de 80cm foi considerado diretamente no modelo, deslocando a ponta inferior da estaca mais solicitada de cerca de 1% do seu comprimento, e deslocando o seu ponto médio deste mesmo valor, menos a excentricidade, criando uma estaca com um “joelho”, conforme a NBR6118 cita para pilares com falta de retilineidade.

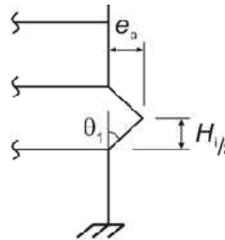


Figura 77: Detalhe de Imperfeição Local

A excentricidade das estacas será calculada segundo a NBR6118, conforme cálculos abaixo.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \sqrt{H}}$$

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

Com os seguintes dados:

H= comprimento da estaca

n= 6

$$\theta_1 = 0,0018, \text{ com } \theta_{1\text{min}} = 1/300 = 0,00333$$

Chega-se à excentricidade a partir da seguinte expressão:

$$e = \theta_1 \cdot x \cdot H/2 = 5\text{cm}$$

A figura 78 representa os diagramas de momentos fletores de cálculo e normal de cálculo em uma das estacas mais solicitadas, em uma análise linear.

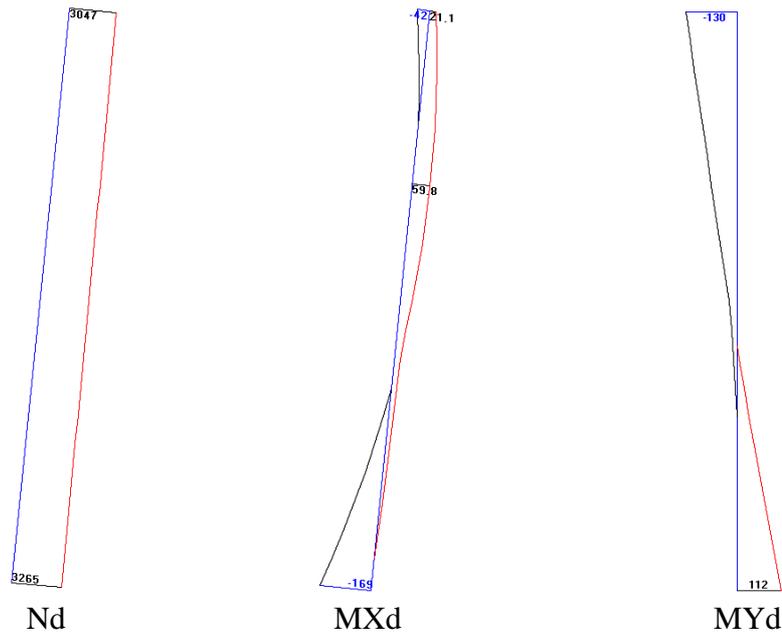


Figura 78- Diagramas da Estaca Mais Solicitada

Como a NBR6122, item 7.9.7.6.1, prevê que estacas com desvios angulares menores que 1:100 não necessitam de medidas corretivas, desde que seja feita verificação de estabilidade, será considerada uma possível imperfeição de cravação de  $0,01H$ . Desta forma, a ponta da estaca foi deslocada 30cm ( $0,01H$ ) e seu ponto central, foi deslocado 10cm ( $(0,01H/2) - e$ ), como representado na figura 79, de forma a gerar os piores momentos no centro e na base da estaca.

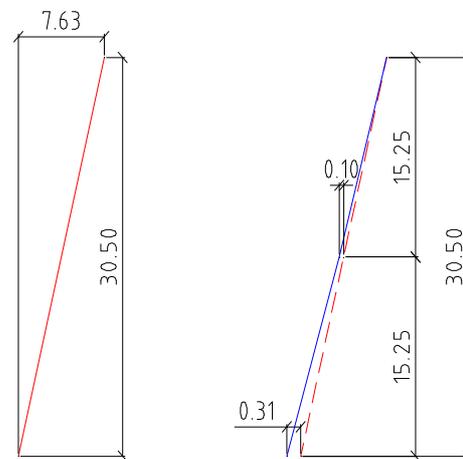


Figura 79 - Imperfeições Geradas nas Estacas

Foram verificadas as piores solicitações de compressão e momento fletor em X e em Y, no modelo tridimensional. Estas estacas mais solicitadas foram discretizadas, ou seja, foram criados nós intermediários a cada 1m de estaca, e foram realizadas análises tipo P-DELTA. Para esta análise, foram criados carregamentos de cargas combinadas, considerando as mesmas combinações que geraram essas piores solicitações e, a favor da segurança, foram utilizados os mesmos coeficientes utilizados nas combinações de estado limite último.

Os esforços de cálculo detalhados na tabela 56 correspondem às estacas pré-moldadas de 80cm, após realização da análise P-DELTA.

ESTACA 80cm	COMPRESSÃO (kN)	MOMENTO X (kNm)	MOMENTO Y (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)
1	4630,0	107,0	59,3	122,3
2	4483,0	103,0	61,1	119,8
3	2649,0	350,0	12,6	350,2
4	2469,0	357,0	11,5	357,2
5	3166,0	154,0	127,0	199,6

Tabela 56: Solicitações Máximas de Cálculo nas Estacas no Estado Limite Último com Análise P-Delta

Na figura 80, pode-se observar os diagramas de momentos fletores e normal de cálculo, da mesma estaca representada na figura 78, desta vez, após a análise P-DELTA.

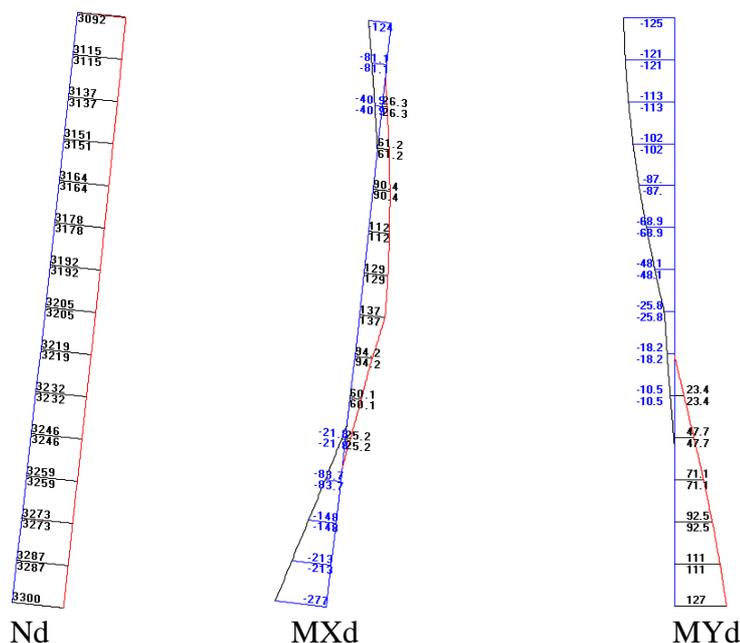


Figura 80 - Diagramas de Momentos Fletores e Normal de Cálculo das Estacas, Após Análise P-DELTA

Para o dimensionamento estrutural, foi criado um gráfico de resistência da estaca, de “normal x momento”, com o auxílio do programa ESBELT. O gráfico possui uma curva, que representa o limite de resistência das estacas, para uma seção de 80cm vazada com parede de 15cm,  $f_{ck} = 40\text{MPa}$ , e armadura  $20\phi 25\text{mm}$  de CA-50 + 10 cordoalhas de 15,2mm de CP-190 RB. A curva gerada pelos pares de normal e momento obtidos no programa ESBELT, representa a resistência à compressão da seção de concreto armado. Como a estaca é protendida, o gráfico obtido foi deslocado de um valor de -1940kN, equivalente à compressão inicial dada à estaca pela protensão, sendo esta, gerada por 10 cordoalhas, com 194kN de compressão cada uma. Este gráfico pode ser utilizado devido ao estudo de comparação com análises considerando a protensão nas cordoalhas, definido no anexo 3.

Os pares de esforços de cálculo da tabela 56 são plotados no gráfico e, se os pontos referentes a estes caírem na área entre a curva e os eixos, significa que a verificação está conferida.

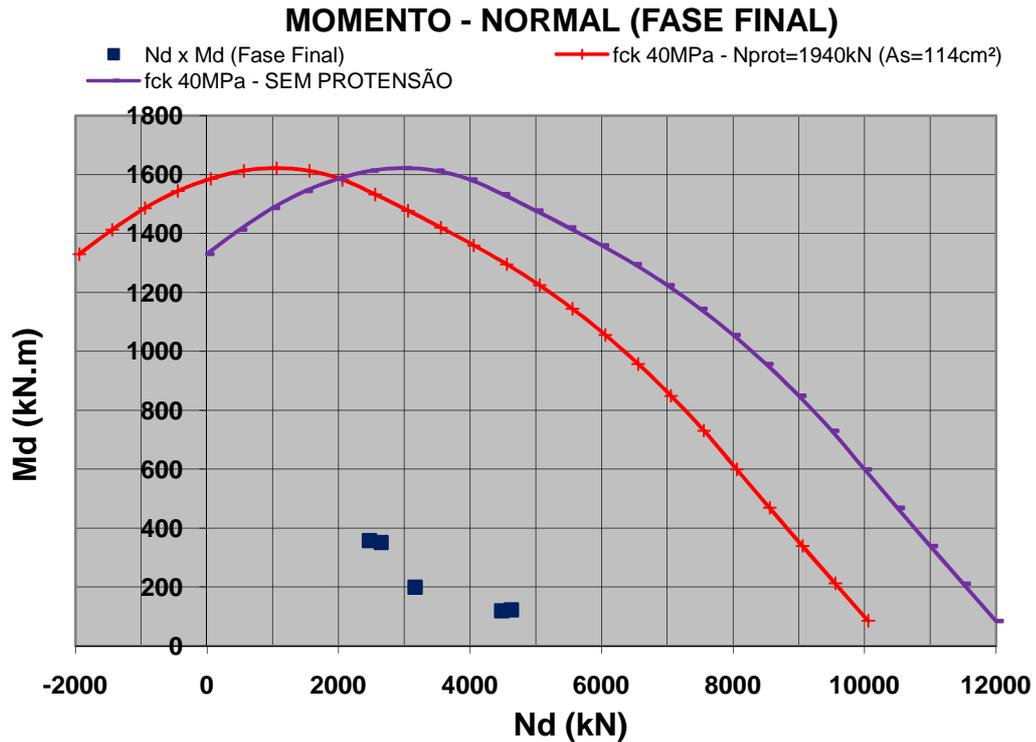


Gráfico 5: Verificação Estrutural das Estacas Pré-moldadas (80cm) na Fase Final

Conforme demonstrado no gráfico acima, a seção escolhida mostrou-se adequada para todos os esforços de cálculo resultantes de nossa análise.

#### 6.1.1.1. VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para o maior esforço normal de compressão e o maior momento na seção, foi verificada a tensão no concreto, de acordo com a NBR6118.

##### Esforço normal máximo:

$$N_k := 3285 \text{ kN}$$

##### Esforço normal de protensão: (devido às 10 cordoalhas)

$$N_{k\_prot} := 1940 \text{ kN}$$

##### Momento fletor máximo:

$$M_k := 142 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

##### Propriedades da seção:

$$D := 80 \text{ cm}$$

$$d := 50 \text{ cm}$$

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

$$A := \frac{\pi \cdot (D^2 - d^2)}{4}$$

$$A = 0.306 \text{ m}^2$$

$$y := \frac{D}{2}$$

$$y = 0.4 \text{ m}$$

$$I := \frac{\pi \cdot (D^4 - d^4)}{64}$$

$$I = 0.017 \text{ m}^4$$

$$w := \frac{I}{y}$$

$$w = 0.043 \text{ m}^3$$

**Verificação da tensão no concreto:**

$$\sigma_c := \frac{N_k + N_{k\_prot}}{A} + \frac{M_k}{w} \quad \sigma_c = 20.392\text{MPa}$$

Tensão resistente:

$$\sigma_{cr} := 0.85f_{ck} \quad \sigma_{cr} = 34\text{MPa}$$

$$\text{VERIFICAÇÃO} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_c \leq \sigma_{cr} \\ \text{"NÃO PASSOU"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{VERIFICAÇÃO} = \text{"OK"}$$

**6.1.2. ESTACA METÁLICA**

Para a verificação das estacas metálicas de 1 metro de diâmetro, foi realizada análise P-DELTA para as piores combinações de cargas. Conforme já descrito anteriormente, as camisas metálicas foram desprezadas e estas estacas foram modeladas como estacas de concreto armado com 96,8cm (D=100-2x1,6=96,8cm).

As imperfeições locais das estacas foram consideradas manualmente, somando o momento de cálculo obtido no programa com o momento correspondente a força normal de cálculo vezes a excentricidade.

A excentricidade utilizada foi de 5cm, como já detalhado para as estacas pré-moldadas.

Os esforços listados na tabela abaixo correspondem às estacas metálicas de 100cm preenchidas com concreto armado.

ESTACA 100cm	COMPRESSÃO (kN)	MOMENTO X (kNm)	MOMENTO Y (kNm)	MOMENTO TOTAL (kNm)	COMPRESSÃO x e + MOMENTO TOTAL (kNm)
1	6321,0	412,0	55,0	415,7	731,7
2	2376,0	606,0	133,0	620,4	739,2
3	3621,0	433,0	206,0	479,5	660,6

Tabela 57: Solicitações Máximas de cálculo nas Estacas Metálicas no Estado Limite Último

No gráfico abaixo consta a curva de resistência “Normal x Momento”, para a seção adotada de estacas metálicas de 100cm de diâmetro, preenchidas com concreto fck = 40MPa, armadura de 20φ25mm de CA-50, juntamente com os pares de esforços de cálculo “Compressão” e “Momento total + N x e” da tabela 57.

Na preparação do gráfico abaixo foi totalmente desprezada a camisa metálica, considerando-se somente a seção circular de concreto armado maciça de 96,8cm de diâmetro.

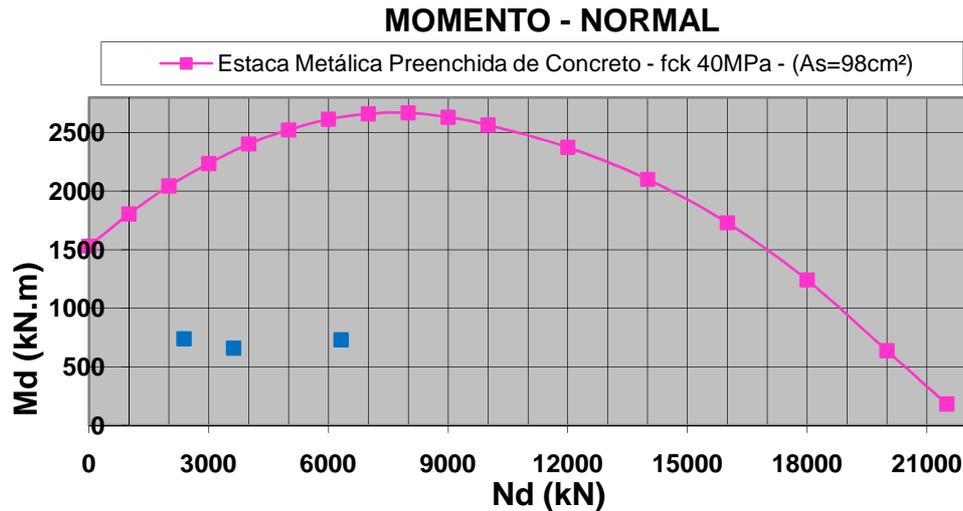


Gráfico 6: Verificação Estrutural das Estacas Metálicas (100cm) na Fase Final

Conforme demonstrado no gráfico acima, a seção escolhida mostrou-se adequada para todos os esforços de cálculo resultantes de nossa análise.

### 6.1.2.1. VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Para o maior esforço normal de compressão e o maior momento na seção, foi verificada a tensão no concreto, de acordo com a NBR6118.

#### Esforço normal máximo:

$$N_k := 4462 \text{ kN}$$

#### Momento fletor máximo:

$$M_k := 530 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

#### Propriedades da seção:

$$D := 100 \text{ cm} \quad f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

$$A := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad A = 0.785 \text{ m}^2 \quad y := \frac{D}{2} \quad y = 0.5 \text{ m}$$

$$I := \frac{\pi \cdot D^4}{64} \quad I = 0.049 \text{ m}^4 \quad w := \frac{I}{y} \quad w = 0.098 \text{ m}^3$$

#### Verificação da tensão no concreto:

$$\sigma_c := \frac{N_k}{A} + \frac{M_k}{w} \quad \sigma_c = 11.08 \text{ MPa}$$

Tensão resistente:

$$\sigma_{cr} := 0.85 f_{ck} \quad \sigma_{cr} = 34 \text{ MPa}$$

$$\text{VERIFICAÇÃO} = \begin{cases} \text{"OK"} & \text{if } \sigma_c \leq \sigma_{cr} \\ \text{"NÃO PASSOU"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{VERIFICAÇÃO} = \text{"OK"}$$

### 6.1.2.2. VERIFICAÇÃO DA CAMISA METÁLICA

A estaca metálica é preenchida de concreto submerso apenas em uma parte superior, sendo a parte inferior, constituída apenas pela camisa metálica.

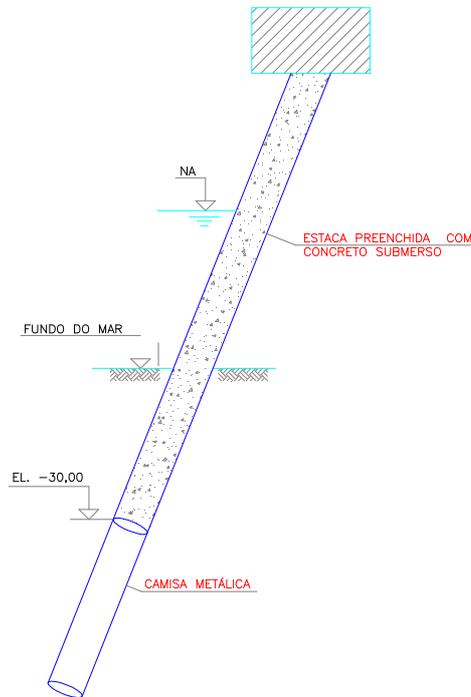


Figura 81- Perfil da Estaca Metálica Preenchida de Concreto

Para a verificação da parte inferior da estaca (trecho somente com a camisa metálica), foi feito um modelo simplificado no programa STRAP 12.5, de uma estaca metálica tubular com 997mm de diâmetro externo, considerando uma corrosão de 1,5mm em cada face em contato com o solo ( $1000-2 \times 1,5=997\text{mm}$ ) e parede de 13mm ( $16-2 \times 1,5=13\text{mm}$ ), inclinada 1:4, totalmente contida lateralmente.

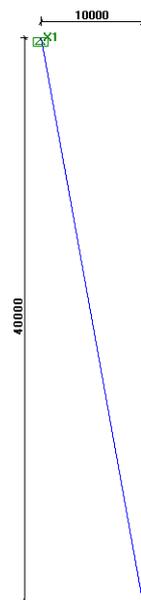


Figura 82: Estaca Metálica com Inclinação 1:4

Foram aplicados, no topo da estaca, os esforços axiais máximos de cálculo, e um momento equivalente à esta profundidade da estaca, conforme esquema da figura 83.

- Esforços de cálculo:

$N_d = 6247\text{kN}$ , decomposto em componentes vertical e horizontal:

$$V_d = 6060,48\text{kN}$$

$$H_d = 1515,12\text{kN}$$

$$M_d = 500\text{kNm}$$

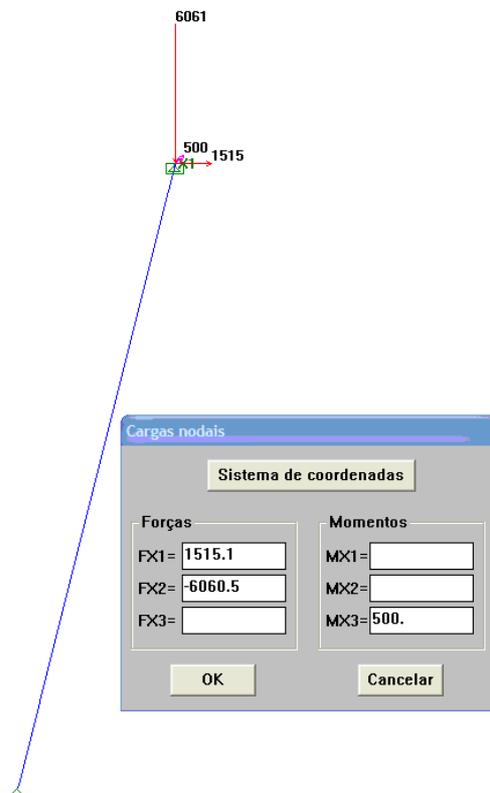
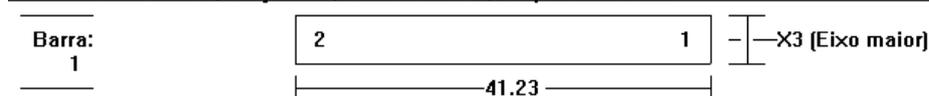


Figura 83: Esforço Axial e Momento Fletor de Cálculo

A análise foi realizada automaticamente pelo programa, e seu resultado pode ser observado na listagem a seguir, obtida do programa.

Momentos:kN\*metro , Forças:kN , Tensões:mPa , Propriedades:cm.



RESTRIÇÕES

- Seções : Verificar  
 - Aço Tipo: A53

DADOS de CALCULO

- Kx = 1.00 - Ky = 1.00  
 - Esbeltez adm. : 200 (compr.) 240 (trac.)  
 - Flecha admissível : 1/360  
 - Fator Redutor de Área Tracionada :1.00  
 - Sistema : Deslocável

TRAVAMENTOS INTERMEDIARIOS

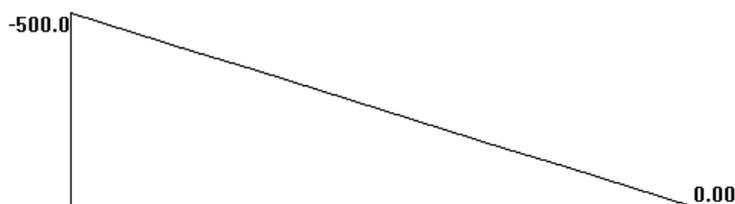
Torção-Lat	
Compressão	Contínuo

Seção: Propriedade n.º1

Ix = 486479 Iy = 486479cm4 Zx = 12588 Zy = 12588cm3 Área = 401.9  
 D = 997.00 t = 13.00mm  
 J = 972958 Cw = 19517.7dm6

COMBINAÇÃO de CALCULO= 1

Diagrama de Momentos M3



Máx. Força AXIAL = -6243.99 [compr.] Máx. Força CORTANTE= 12.13

CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO: \*\*\* NAO-COMPACTA \*\*\*

Relação Limite: Comp. Não-Compacta  
 d/t= 76.69 < 58.0 91.1 (Fy= 246.6 R= 0.630)

CALCULO	EQUAÇÃO	FATORES	VALORES	RESULT
Momento M3 (F8-2) FLB	$\frac{M}{0.9Mn} < 1.00$	$\lambda = 76.69$ $\lambda_p = 58.00$ $\lambda_r = 256.86$	M = 500.00 Mn = 2944.37 Mp = 3104.12 Mr = 2944.37	0.19
Deformação	$\frac{def.}{L / 360} < 1.00$		def. = 0.05455	0.48
Força Axial (E3-1)	$\frac{Pu}{0.9AgFcr} < 1.00$	{kL/r}x = 0 {kL/r}y = 0	Pu = 6243.99 Ag = 401.87 Fcr = 246.59	0.70
Forças Combinadas (compress.) (H1-1a)	$\frac{Pr}{\phi Pn} + \frac{8Mrx}{\phi Mn} + \frac{8Mry}{\phi Mny} < 1.00$	Cmx = 1.00 Cmy = 1.00 Pex = 0.99E+09 Pey = 0.99E+09	Mrx = 500.00 Mry = 0.00 B1x = 1.00 B1y = 1.00	0.87

Figura 84: Listagem de Resultados Para o Dimensionamento da Camisa Metálica das Estacas

O programa faz a comparação do momento máximo com o momento nominal resistente, da força axial máxima com a força axial resistente e a comparação destes dois esforços combinados, como definido na coluna “EQUAÇÃO” da tabela acima. Na coluna “RESULT”, pode-se observar que todos os resultados foram menores que 1,0, sendo satisfeitas as verificações.

## 6.2. FASE CONSTRUTIVA

A determinação dos esforços solicitantes de cálculo para a verificação da capacidade estrutural das estacas foi feita a partir dos resultados da análise P-DELTA, levando em conta as combinações de carregamentos para o estado limite último.

Para consideração dos efeitos de segunda ordem, foi adicionada uma excentricidade na aplicação da força normal, considerando o momento total igual ao obtido no programa, mais o esforço normal multiplicado por essa excentricidade, conforme o item 11.3.3.4.1 da NBR6118.

Adotando-se a mesma excentricidade calculada para a verificação da fase final (5cm), obtemos os pares de resultados de compressão e momentos fletores nas estacas para cada uma das combinações, e os momentos de segunda ordem, correspondentes à esta excentricidade, segundo a tabela 58.

COMBINAÇÃO	ESFORÇO	ESTACA1	ESTACA2	ESTACA3	ESTACA4
OPERAÇÃO 1+	$N_d$ (kN)	553,0	5308,0	1838,5	994,0
	$M_d$ (kNm)	1004,2	641,8	816,6	1092,1
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	976,6	376,4	724,7	1141,8
OPERAÇÃO 1-	$N_d$ (kN)	281,0	4148,6	2514,3	650,0
	$M_d$ (kNm)	345,7	354,4	441,6	580,8
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	331,7	147,0	315,9	548,3
OPERAÇÃO 2+	$N_d$ (kN)	895,4	2132,3	4186,3	383,0
	$M_d$ (kNm)	480,5	384,0	255,6	180,3
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	435,7	277,4	46,3	161,2
OPERAÇÃO 2-	$N_d$ (kN)	1728,2	973,7	4857,0	40,5
	$M_d$ (kNm)	1024,9	870,5	519,1	731,4
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	1111,3	821,8	276,3	729,4
TEMPESTADE +	$N_d$ (kN)	1084,8	5463,1	2004,3	1199,9
	$M_d$ (kNm)	1268,0	576,6	814,9	1211,4
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	1213,8	303,4	714,7	1271,4
TEMPESTADE -	$N_d$ (kN)	2247,0	828,6	4697,5	173,5
	$M_d$ (kNm)	1131,8	968,2	463,9	913,0
	$(N_d \times e) + M_d$ (kNm)	1244,2	926,8	229,0	904,3

Tabela 58: Pares de Esforços de Compressão e Momentos nas Estacas

No gráfico a seguir consta a curva de resistência “Normal x Momento” para a estaca de seção e armadura já definidas anteriormente, juntamente com os pares de valores de compressão e momento fletor de cálculo da tabela acima.

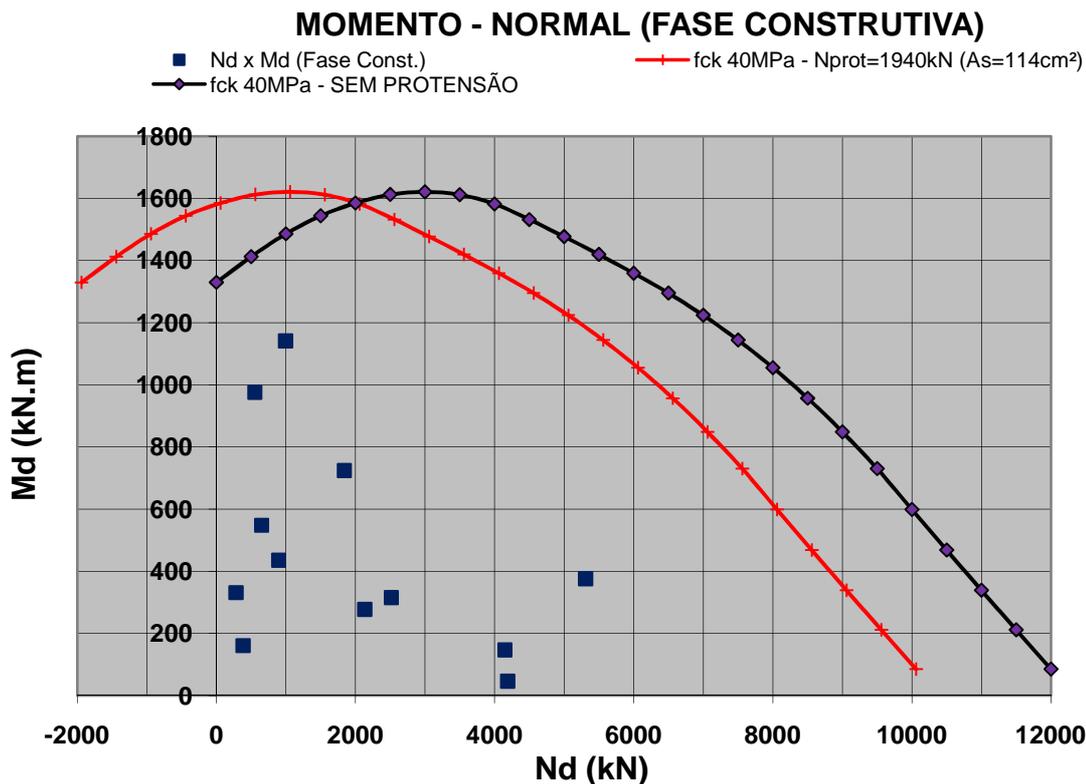


Gráfico 7: Verificação Estrutural das Estacas na Fase Construtiva

Como todos os pares de esforços estão dentro da área limitada pela curva de resistência, as estacas passam na verificação estrutural.

## 7. CONCLUSÃO

Após os modelos e cálculos apresentados, pode-se concluir que a verificação está satisfeita, podendo, o Píer, ser construído e operado com segurança.

Os cálculos através do método de Aoki-Velloso mostraram que o estaqueamento é inteiramente eficiente para as duas fases previstas, principalmente para a fase final, apresentando folgas significativas na maioria das estacas.

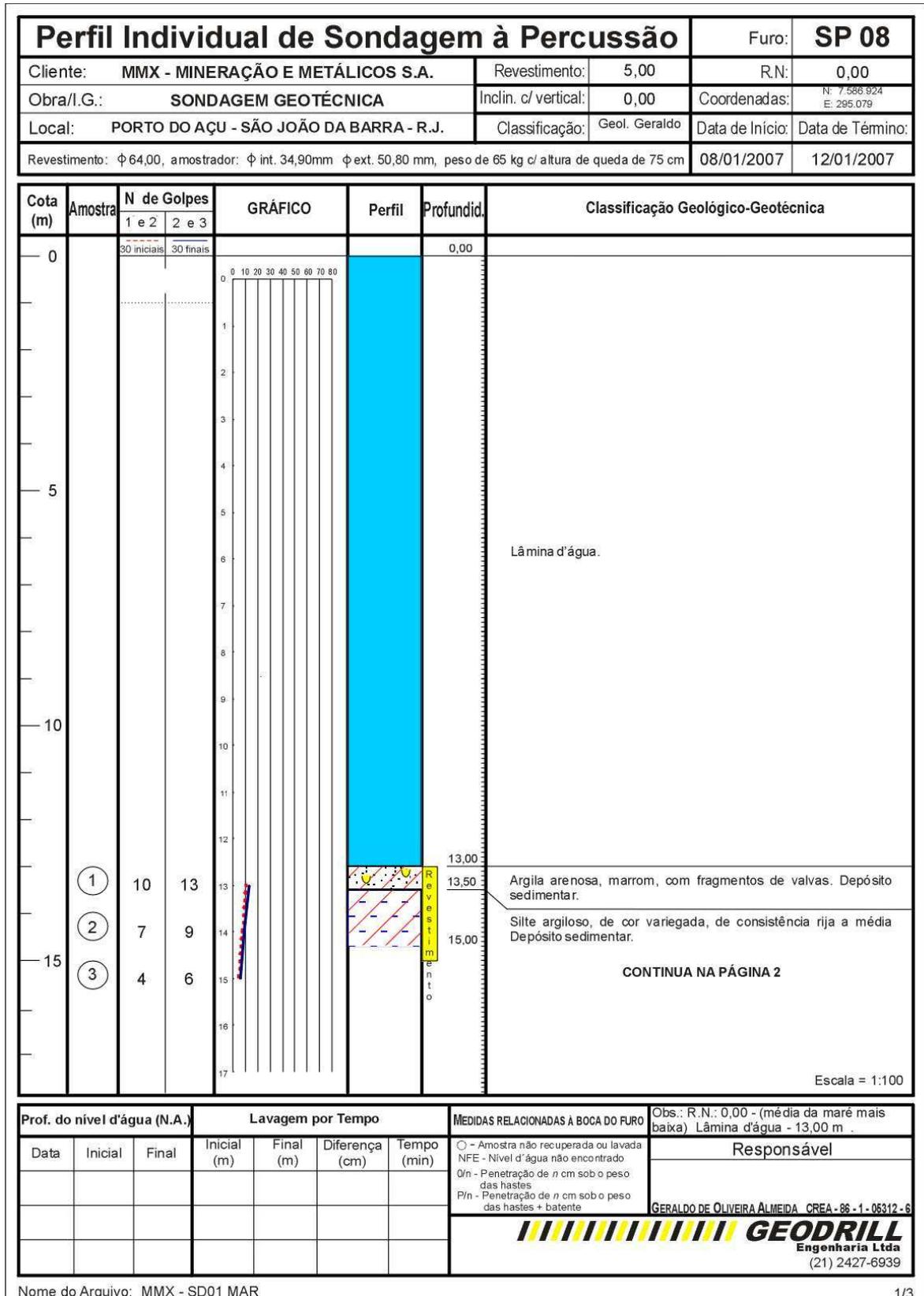
O dimensionamento estrutural das estacas também se mostrou satisfatório, uma vez que os pares de esforços “normal x momento” se posicionaram nos gráficos de dimensionamento com folga razoável em relação às curvas de resistência.

Pode-se dizer então, que o fator determinante para a definição do estaqueamento foi o dimensionamento geotécnico na fase construtiva do Píer, que se demonstrou eficaz, porém sem folgas significativas.

**REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: “Projeto de estruturas de concreto - Procedimento”. Rio de Janeiro. 2003.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122: “Projeto e execução de fundações”. Rio de Janeiro. 1996.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123: “Forças devidas ao vento em edificações”. Rio de Janeiro. 1988.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7188: “Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre”. Rio de Janeiro. 1982.
5. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681: “Ações e segurança nas estruturas – Procedimento”. Rio de Janeiro. 2003.
6. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9782: “Ações em estruturas portuárias marítimas ou fluviais - Procedimento”. Rio de Janeiro. 1987.
7. VELLOSO D.A., LOPES F.R. Fundações. Editora Oficina de Texto, 2004.

**ANEXO 1 – Sondagem SP08**





Perfil Individual de Sondagem à Percussão							Furo:	SP 08
Cliente: MMX - MINERAÇÃO E METÁLICOS S.A.			Revestimento:	5,00	R.N.:		0,00	
Obra/I.G.: SONDAGEM GEOTÉCNICA			Inclin. c/ vertical:	0,00	Coordenadas:		N: 7.586.924 E: 295.079	
Local: PORTO DO AÇU - SÃO JOÃO DA BARRA - R.J.			Classificação:	Geol. Geraldo	Data de Início:	Data de Término:		
Revestimento: $\phi$ 64,00, amostrador: $\phi$ int. 34,90mm $\phi$ ext. 50,80 mm, peso de 65 kg c/ altura de queda de 75 cm					08/01/2007	12/01/2007		
Cota (m)	Amostra	N de Golpes		GRÁFICO	Perfil	Profundid.	Classificação Geológico-Geotécnica	
		1 e 2	2 e 3					
30	(18)	11	20			30,00	Areia de textura variada, argilosa, cinza claro, medianamente compacta. Depósito sedimentar.	
	(19)	11	21			31		Argila muito siltosa, cinza escuro, dura. Depósito sedimentar.
	(20)	10	31			32		
	(21)	10	20			33		
	(22)	9	17			34		
35	(23)	13	22			35	35,80	Argila muito siltosa, cinza escuro, dura. Depósito sedimentar.
	(24)	14	23			36		
	(25)	15	24			37		
	(26)	14	24			38		
	(27)	16	26			39	39,45	Areia de textura variada, com pedregulhos, muito argilosa, cinza escuro, compacta. Depósito sedimentar.
40	(28)	15	26			40		
	(29)	13	26			41		
	(30)	11	13			42	42,85	
	(31)	17	26			43		
	(32)	14	25	44	44,70	Argila muito arenosa, cinza, dura. Depósito sedimentar.		
45				45	45,45			
<b>LIMITE DA SONDAGEM</b>								
Escala = 1:100								
Prof. do nível d'água (N.A.)			Lavagem por Tempo			MEDIDAS RELACIONADAS À BOCA DO FURO		Obs.: R.N.: 0,00 - (média da maré mais baixa) Lâmina d'água - 13,00 m .
Data	Inicial	Final	Inicial (m)	Final (m)	Diferença (cm)	Tempo (min)	○ - Amostra não recuperada ou lavada NFE - Nível d'água não encontrado Q/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes P/n - Penetração de n cm sob o peso das hastes + batente	Responsável
								GERALDO DE OLIVEIRA ALMEIDA CREA - 86 - 1 - 06312 - 6
Nome do Arquivo: MMX - SD01 MAR								

## ANEXO 2 – Definição da Análise P-DELTA do Programa STRAP

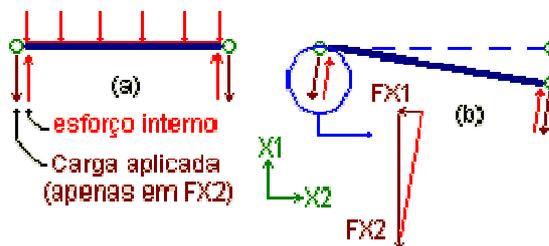
### Efeito P-Delta - Método de Cálculo

O Efeito P-Delta é o método utilizado pelo programa para o cálculo de forças e momentos secundários que aparecem no modelo em função da ação de forças na estrutura deformada.

**Aviso:** O cálculo do efeito P-Delta só é aplicável em elementos de barras (**não** em elementos finitos).

O método de cálculo do efeito P-Delta utilizado pelo programa é o seguinte:

- A força aplicada em qualquer nó é igual a soma das forças internas nas extremidades das barras conectadas a este nó, mas com sinal oposto (Figura a).



- Para a segunda e as subseqüentes interações, o programa primeiro calcula a nova orientação de cada barra, baseada na posição deslocada dos nós de incidência, a partir da interação anterior, ou seja, é atribuída a barra um novo sistema de coordenadas locais (Figura b).
- O programa calcula a soma das forças internas em cada nó baseada nos novos sistemas locais das barras. Esta soma é então aplicada ao nó (com sinal oposto). No exemplo acima, esta carga aplicada contém uma componente vertical e uma horizontal (quando a carga original não continha nenhuma componente horizontal) (Figura b).
- O programa resolve o modelo novamente e continua com as próximas iterações até convergir.

Para convergir é necessário que a condição abaixo seja satisfeita para TODOS os nós do modelo:

$$\frac{(def)_i - (def)_{i-1}}{\text{deformação max.}} < 0.005$$

onde:

i = iteração atual.

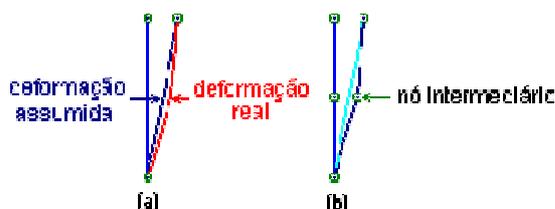
i-1 = iteração anterior.

Desloc. Máx.: Referente a solução original.

Estruturas muito flexíveis podem não convergir. Caso a solução não convirja após cinco iterações, o programa pausa e exibe uma janela perguntando se o usuário deseja fazer mais 5 iterações ou parar. A cada 5 iterações o programa repete esta pergunta. Note que muitos modelos convergem em 5 iterações, mas não são todos, alguns necessitam de mais de 30 iterações para convergir.

**Notas:**

- Todas as iterações são calculadas com a Matriz de Rigidez Inicial do modelo, calcula a partir da geometria inicial (**não deformada**) do modelo.
- As reações de apoio exibidas nas tabelas **não** incluirão as forças adicionais que aparecem em função do efeito P-Delta.
- O cálculo é geralmente conservador para barras relativamente esbeltas com deformações ao longo de seu comprimento. Na Figura (a) abaixo, a deformada assumida pelo método não é igual a deformada real da barra.



Para melhorar a precisão, pode-se quebrar a barra em duas, inserindo um nó intermediário, como mostrado na Figura (b). Quanto mais nós intermediários, melhor a precisão do método.

**P-Delta**

Com esta opção o usuário pode fazer o cálculo de forças e momentos secundários que aparecem no modelo em função da ação de forças na estrutura deformada.

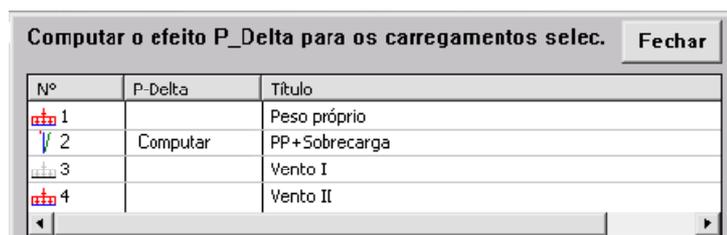
**Notas:**

- Para detalhes de como o programa trata o problema do efeito P-Delta, veja **P-Delta – Método de Cálculo**.
- O efeito P-Delta só é aplicável a elementos de barras. O usuário deve especificar ao programa qual (ou quais) carregamentos deve-se calcular o efeito P-Delta.

**Importante:**

- O efeito P-Delta é um tipo de análise Não-Linear feito pelo programa, ou seja, as regras de superposição dos efeitos não são válidas. Então, as combinações DEVEM ser feitas **antes** de calcular o modelo, ainda no Módulo de Carregamentos, com a opção Carga Combinada.

O programa exibe uma lista dos carregamentos existentes:



Mova o cursor até a célula correspondente ao carregamento que deseja computar o efeito P-Delta e clique o mouse. Para não computar mais o efeito P-Delta, clique novamente na célula.

### ANEXO 3 - Execução de Gráficos Nd x Md para Estacas Protendidas

Para a definição do gráfico das estacas com protensão, foi realizada uma comparação dos resultados obtidos de um programa que considera a protensão nas estacas e outro que trata as cordoalhas como barras de CA50.

O gráfico abaixo é um exemplo de comparação entre os dois métodos, onde:

- A curva azul escuro é o resultado de uma análise através do programa ESBELT, considerando uma seção de 80cm de diâmetro, 5cm de espessura de parede, 20 barras de 25mm de CA50 e 10 cordoalhas de 15,2mm, também consideradas como barras de CA50.
- A curva magenta representa o mesmo resultado da curva azul escuro, mas deslocando o valor da força de protensão final, devida às 10 cordoalhas.
- A curva amarela representa o mesmo resultado da curva azul escuro, mas, desta vez, deslocando o valor da força de protensão inicial, devida às 10 cordoalhas.
- A curva cyan é o resultado de uma análise através do programa INTACA, considerando uma seção de 80cm de diâmetro, 5cm de espessura de parede, 20 barras de 25mm de CA50 e 10 cordoalhas de 15,2mm, desta vez, considerando estas como protendidas, representando fielmente a realidade.

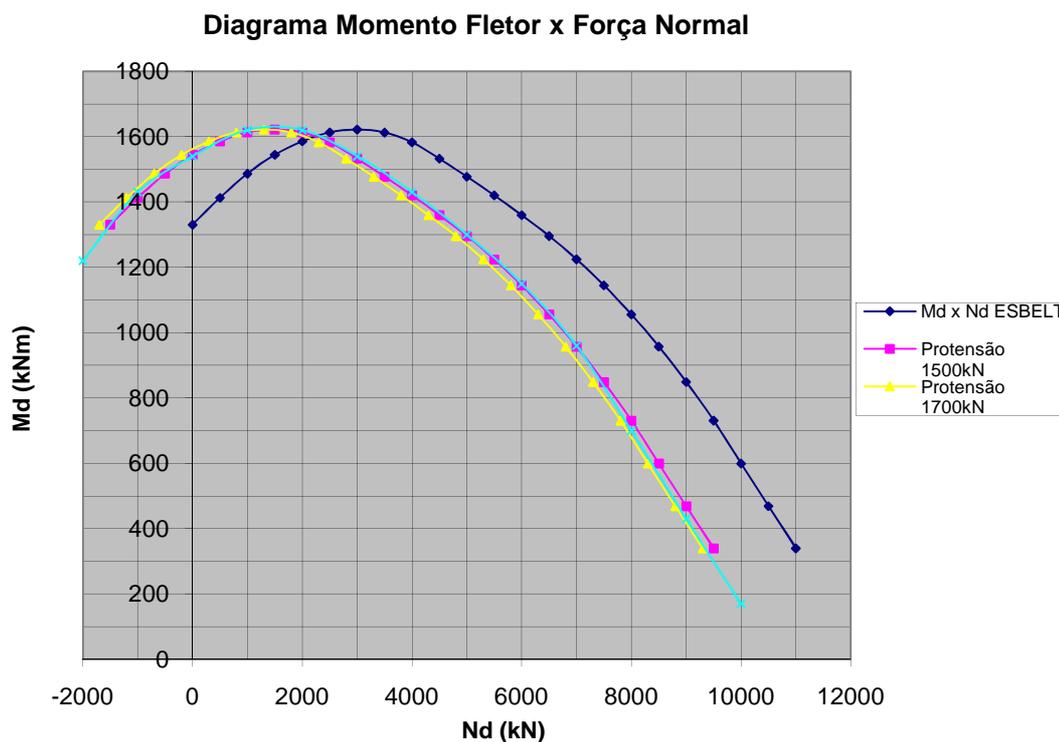


Gráfico 8- Gráfico de Comparação de Análises para Estacas com Protensão

Deste resultado, pode-se perceber que o método aproximado, considerando as cordoalhas como barras de CA50 e deslocando a curva com o valor da força de protensão, se assemelha bastante com a análise que considera a protensão real nas estacas. Desta forma, pode-se considerar, a favor da segurança, o gráfico aproximado deslocando a curva o valor da força de protensão sem perdas iniciais e lentas.