

# GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ

SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA  
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - DER

**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA RESTAURAÇÃO E AMPLIAÇÃO DE CAPACIDADE DA RODOVIA PR-170/PRC-466, INICIANDO NA RODOVIA PR-460, A APROXIMADAMENTE 01 km DO ENTRONCAMENTO COM A PR-460 E PR-239, EM PITANGA, E FINALIZANDO NO km 220, NO INÍCIO DO PERÍMETRO URBANO DE TURVO, NO ESTADO DO PARANÁ, NA EXTENSÃO ESTIMADA DE 45,50 km – LOTE 01**

**LOCAL:** PR-170/PRC-466

**TRECHO:** Subtrecho 01: PR-460, a 1km do Entr. PR-460/PR-239(Pitanga) a Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste): aproximadamente 14,50 km;  
**Subtrecho 02:** Entr. PR-456 (acesso Santa Maria do Oeste) a Entr. PR-820 (acesso Boa Ventura de São Roque): aproximadamente 21,70 km;  
Subtrecho 03: Entr. PR-820 (acesso Boa Ventura de São Roque) a Turvo (km 220): aproximadamente 9,30 km.

**FASE:** EXECUTIVO

**EXTENSÃO:** 45,5 km.

## **ANEXO 3D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS PONTE SOBRE O RIO CARAZINHO – SUBTRECHO 02**

**REVISÃO 01**

CONSÓRCIO PRODEC-UNIDEC PR-170/PRC-466



JANEIRO/2024

## SUMÁRIO

<b>1. APRESENTAÇÃO .....</b>	<b>5</b>
<b>2. MAPA DE SITUAÇÃO .....</b>	<b>7</b>
<b>3. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....</b>	<b>8</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	8
3.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA .....	8
3.3. NORMAS.....	10
3.4. SISTEMA DE UNIDADES .....	10
3.5. SOFTWARE .....	10
3.6. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS.....	10
3.7. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL .....	11
3.8. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO .....	11
3.9. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS .....	11
<b>4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....</b>	<b>15</b>
4.1. INFRAESTRUTURA.....	16
4.2. MESOESTRUTURA.....	17
4.3. SUPERESTRUTURA .....	18
<b>5. CARREGAMENTOS.....</b>	<b>23</b>
5.1. CARGA PERMANENTE .....	23
5.1.1. <i>Peso Próprio (DEAD)</i> .....	23
5.1.2. <i>Revestimento de concreto</i> .....	23
5.1.3. <i>Guarda-Rodas</i> .....	23
5.1.4. <i>Laje do tabuleiro</i> .....	23
5.2. SOBRECARGA .....	23
5.2.1. <i>Trem-tipo</i> .....	23
5.2.2. <i>Coefficiente de ponderação das cargas verticais</i> .....	24
5.2.3. <i>Frenagem e aceleração</i> .....	25
5.3. CARGA DE VENTO .....	25
5.4. TEMPERATURA .....	25
5.5. EMPUXO DE SOLO .....	26
5.6. IMPACTO NO GUARDA-RODAS .....	26
<b>6. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS .....</b>	<b>27</b>
<b>7. MODELO DE CÁLCULO .....</b>	<b>29</b>
7.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA .....	29
7.2. DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES .....	30
7.2.1. <i>Infraestrutura</i> .....	31

7.2.2. Mesoestrutura .....	31
7.2.3. Superestrutura.....	33
7.3. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS.....	35
7.4. CARREGAMENTOS .....	36
7.4.1. Carga permanente.....	37
7.4.2. Sobrecarga.....	38
7.4.3. Vento .....	43
7.4.4. Temperatura.....	45
7.4.5. Empuxo do solo .....	47
7.5. ESFORÇOS .....	47
7.5.1. Laje .....	48
7.5.2. Longarina.....	51
7.5.3. Viga travessa - Encontros.....	52
7.5.4. Estacas.....	54
<b>8. RESULTADOS.....</b>	<b>56</b>
8.1. INFRAESTRUTURA.....	56
8.1.1. Estacas.....	56
8.2. MESOESTRUTURA .....	60
8.2.1. Viga travessa do encontro.....	60
8.2.2. Alas dos Encontros.....	62
8.3. SUPERESTRUTURA .....	65
8.3.1. Pré-Laje.....	65
8.3.2. Laje do tabuleiro.....	67
8.3.3. Longarina.....	70
8.3.4. Transversina .....	86
8.3.5. Aparelho de apoio .....	90
8.4. ESTRUTURAS COMPLEMENTARES .....	93
8.4.1. Guarda-Rodas.....	93
8.4.2. Laje de transição .....	95
8.4.3. Cortina .....	103
8.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO .....	104
<b>9. CONCLUSÃO .....</b>	<b>106</b>
<b>10. TERMO DE ENCERRAMENTO .....</b>	<b>107</b>
<b>ANEXO 1 - FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA – PONTE EXISTENTE SOBRE O RIO BONITO .....</b>	<b>108</b>
<b>ANEXO 2 - DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA .....</b>	<b>118</b>



## 1. APRESENTAÇÃO

O Consórcio Prodec-Unidec apresenta ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR o **Anexo 3D - Memória de Cálculo de Estruturas** referente ao contrato de “Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1.

O trecho em estudo foi dividido em 3 subtrechos, conforme indicado abaixo:

- Subtrecho 1 – PR-460, a 1 km do Entr. PR-460/PR-239 (Pitanga) a PR-456 (acesso a Santa Maria do Oeste), com aproximadamente 14,50 km de extensão;
- **Subtrecho 2 – Entr. PR-456 (acesso a Santa Maria do Oeste) a Entr. PR-820 (acesso a Boa Ventura de São Roque), com aproximadamente 21,70 km de extensão; e**
- Subtrecho 3 – Entr. PR-820 (acesso a Boaventura de São Roque) a Turvo (km 220), com aproximadamente 9,30 km de extensão.

Os dados contratuais seguem abaixo:

- Edital nº: SDP 014-2019 DER-DT
- Concorrência nº: 036/2019 DER/DT
- Contrato nº: 082/2020, assinado em 06/10/2020
- Valor contratual inicial: R\$ 2.640.253,67
- Data da ordem de serviço: 10/11/2020
- Início do prazo contratual: 16/11/2020
- Prazo de execução inicial: 330 (trezentos e trinta) dias corridos
- Primeiro termo aditivo: 10/08/2021
- Valor contratual após primeiro aditivo: R\$ 3.282.647,49
- Prazo de execução após primeiro aditivo: 420 (quatrocentos e vinte) dias corridos
- Segundo termo aditivo: 20/01/2022
- Prazo de execução após segundo aditivo: 510 (quinhentos e dez) dias corridos
- Terceiro termo aditivo: 06/06/2022
- Prazo de execução após terceiro aditivo: 690 (seiscentos e noventa) dias corridos
- Quarto termo aditivo: 27/09/2022
- Prazo de execução após quarto aditivo: 840 (oitocentos e quarenta) dias corridos

Engenheiro Preposto: Márcio Roberto Fernandes - CREA RJ-18.471/D

A Fase de Projeto Executivo é composta pelos seguintes volumes:

- Volume 1 - Relatório do Projeto Executivo;
- Volume 2 - Projeto de Execução;
- Volume 3 – Memória Justificativa;
- Anexo 3A – Estudos Geotécnicos;
- Anexo 3B – Projeto de Desapropriação;
- Anexo 3C – Notas de serviço e Memória de Cálculo dos Volumes de Terraplenagem;
- **Anexo 3D – Memórias de Cálculo das Estruturas;**
- Anexo 3E – Estudos Topográficos;
- Anexo 3F – Estudos de Tráfego;
- Anexo 3G – Levantamento de Campo (Lacroix);
- Anexo 3H – Memória de Cálculo de Quantidades;
- Volume 4 – Orçamento do Projeto Executivo;
- Volume 5A – Componente Ambiental – Plano de Controle Ambiental;
- Volume 5B – Componente Ambiental – Inventário Florestal.

A concepção básica do projeto é a duplicação da PRC-466/PR-170 em rodovia Classe 1. Esta classe de projeto prevê configuração em pista dupla, sendo cada pista com duas faixas de rolamento, acostamento externo e faixa de segurança interna.

## 2. MAPA DE SITUAÇÃO

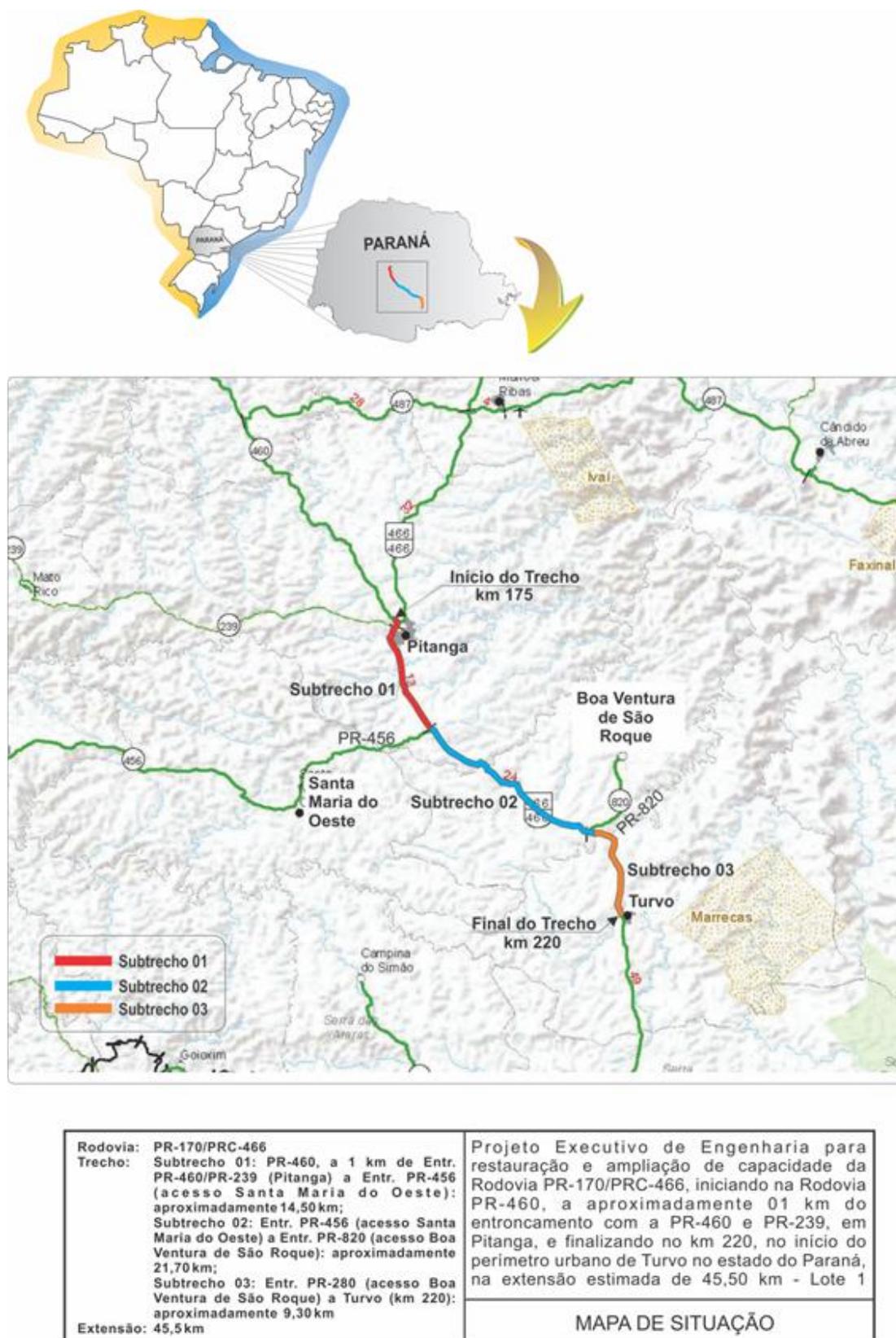


FIGURA 1 – MAPA DE SITUAÇÃO

### 3. CONSIDERAÇÕES GERAIS

#### 3.1. INTRODUÇÃO

O objetivo deste memorial é apresentar os critérios e especificações técnicas utilizadas no dimensionamento do projeto executivo da Obra de Arte Especial (OAE) a ser construída na PR-466 - Ponte sobre o Rio Carazinho, que interliga os municípios de Guarapuava e Campo Mourão, localizados no estado do Paraná.



FIGURA 2 – LOCALIZAÇÃO – PONTE SOBRE O RIO CARAZINHO

#### 3.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

Foram considerados os seguintes documentos de referência:

- Boletins de sondagens à percussão/ sondagens rotativas - Subtrecho 02 - SM (Ponte Rio Carazinho);
- Projeto Geométrico - DE-E-PRC-466-189-211-2-GM 9-0001-D;
- Relatório dos estudos hidrológicos - MD-B-PRC-466-189-211-2-HD 1-0001-B;

### Desenhos do projeto executivo:

- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-001 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Implantação;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-002 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Elevação Longitudinal e Corte – Vista Inferior;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-003 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Seções Transversais e Detalhes;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-004 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Planta de Fundações e Armadura das Estacas;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-005 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Formas do Encontro E01;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-006 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Formas do Encontro E02;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-007 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Formas das Vigas Longarinas;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-008 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras do Encontro E01;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-009 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras do Encontro E02;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-010 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras da Laje;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-011 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras da Vigas Longarinas;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-012 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras – Elevação dos Cabos das Vigas Longarinas (Folha 1/2);
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-013 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras Elevação dos Cabos das Vigas Longarinas (Folha 2/2);
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-014 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Forma e Armaduras das Pré-Lajes;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-015 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras das Transversinas;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-016 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Revestimento de Concreto;
- DE-E-PRC-466-189-211-2-ES-1-017 – Projeto Executivo – Ponte Sobre o Rio Carazinho – Civil – Armaduras das Lajes de Transição;

### 3.3. NORMAS

Para o dimensionamento da estrutura foram utilizadas as seguintes normas:

- NBR 7187: 2021 – Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido;
- NBR 7188: 2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas;
- NBR 8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 6123: 1988 – Forças devido ao vento em edificações;
- NBR 6122: 2019 – Projeto e execução de fundações;
- NBR 6118: 2014 – Projeto de estruturas de concreto;
- NBR 8681: 2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 9062: 2017 – Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.

### 3.4. SISTEMA DE UNIDADES

Todas as unidades são apresentadas no Sistema Internacional de Unidades (SI), exceto quando indicado contrário.

### 3.5. SOFTWARE

Para a análise da estrutura foram utilizados os *softwares* SAP 2000, TQS, Calculadora de vigas protendidas V-Pro e, em cálculos auxiliares, foram utilizados os *softwares* Ftool, MS Excel, TRüsch 1.0 e verificação dos apoios em Neoprene com o Scape 1.0.0.

### 3.6. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Os elementos estruturais em concreto armado utilizados na estrutura, estão de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os parâmetros de resistência adotados para o concreto foram:

- Resistência característica a compressão (fck):
  - Vigas pré-moldadas, pré-lajes e laje do tabuleiro  $\geq 40$  MPa;
  - Pilares, blocos de fundação, travessas, transversinas, laje do pavimento rígido, paredes e alas dos encontros  $\geq 30$  MPa;
- Cobrimento externo mínimo:
  - 30 mm para lajes, paredes e vigas e;
  - 50 mm para pilares e blocos de fundação.
- Aço de armadura passiva do tipo CA-50 com resistência ao escoamento de 500MPa e módulo de elasticidade de 210GPa;
- Cordoalha para protensão CP190-RB com resistência de escoamento de 1700 MPa.

### 3.7. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL

A classe de agressividade ambiental adotada para os elementos estruturais em concreto armado utilizados na estrutura, estão de acordo com as recomendações da NBR 6118 (ABNT, 2014). Os parâmetros adotados foram:

- Agressividade: Moderada
- Classe de agressividade ambiental: II

### 3.8. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO

Todas as estruturas foram dimensionadas segundo o método dos estados limites últimos (ELU) e verificadas para atendimento aos estados limites de serviço (ELS).

### 3.9. CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

A definição das condições geotécnicas foi realizada de acordo com os boletins de sondagens SPT apresentados a seguir.

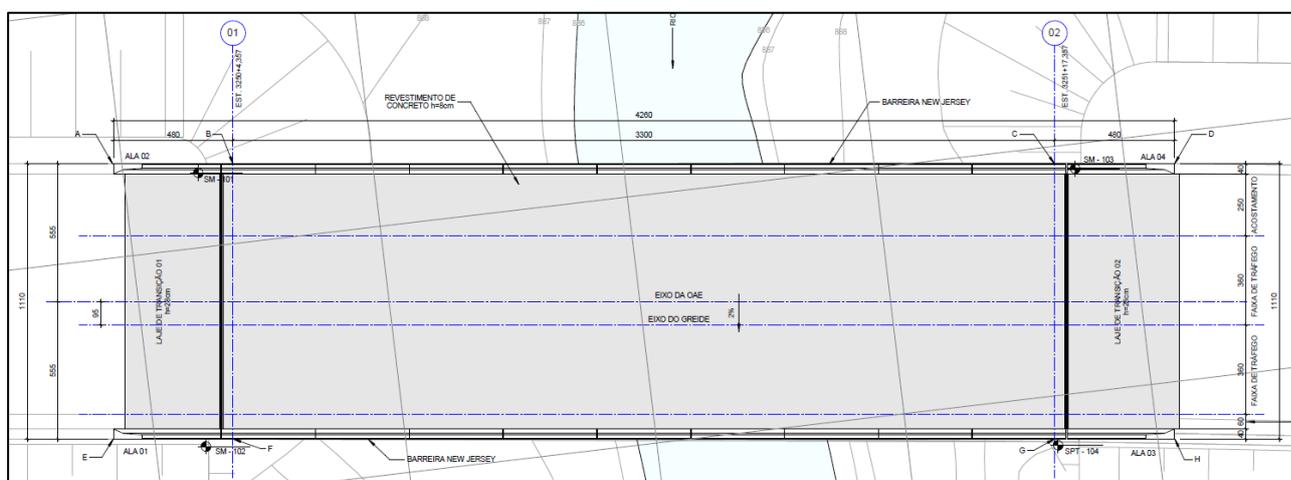


FIGURA 3 – LOCAÇÃO DAS SONDAgens

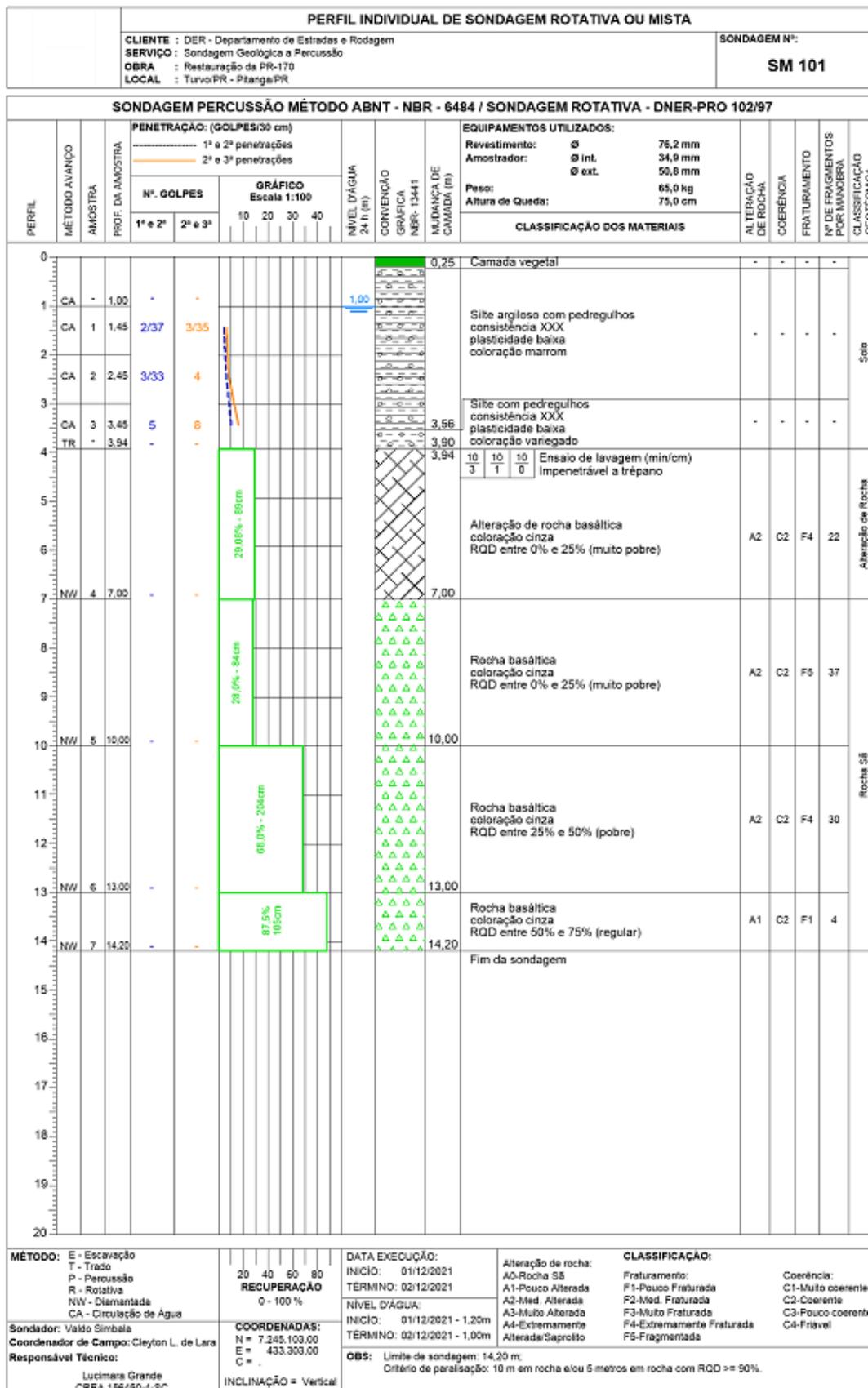


FIGURA 4 – BOLETIM DE SONDAAGEM – SM 101

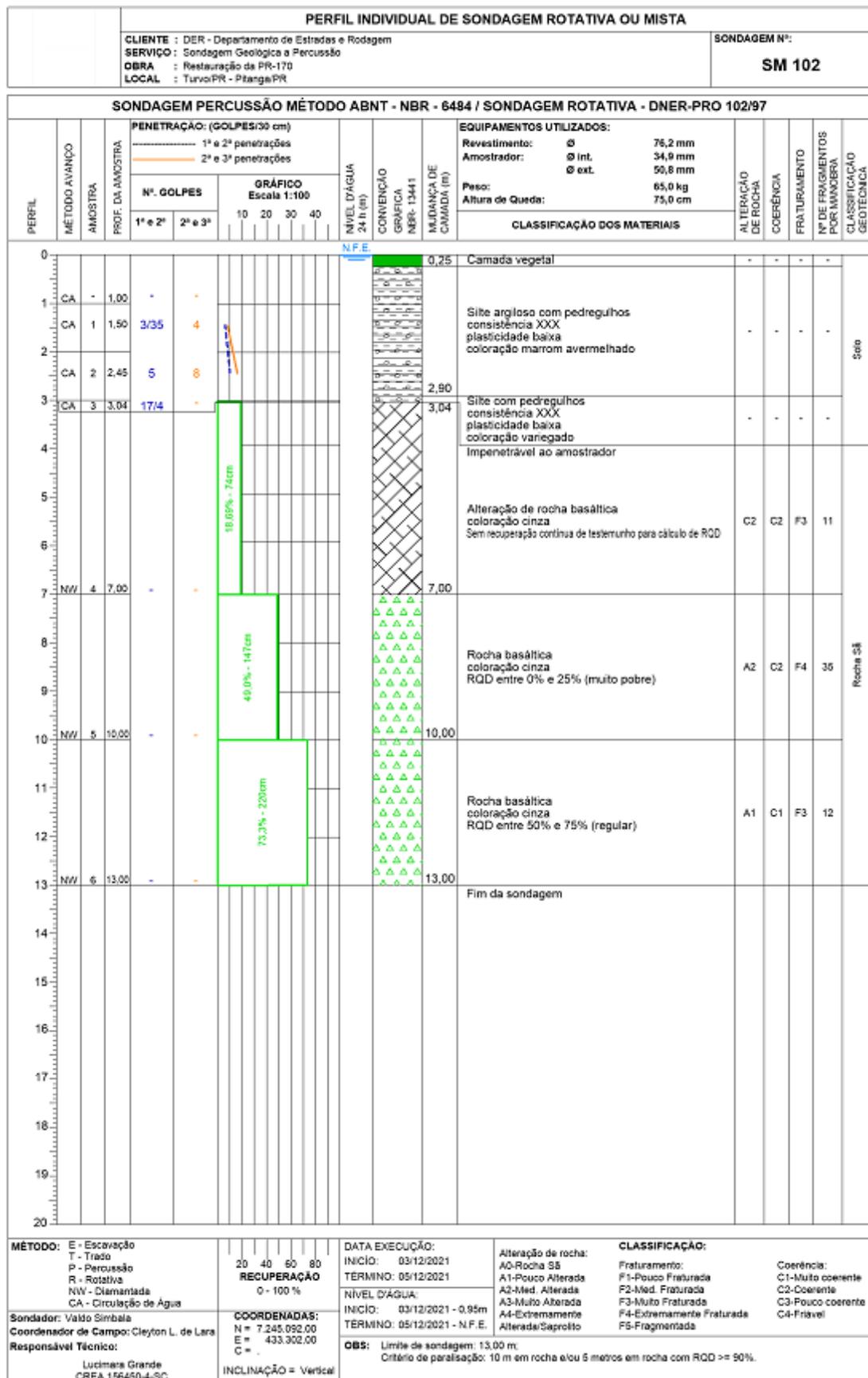


FIGURA 5 – BOLETIM DE SONDAGEM – SM 102

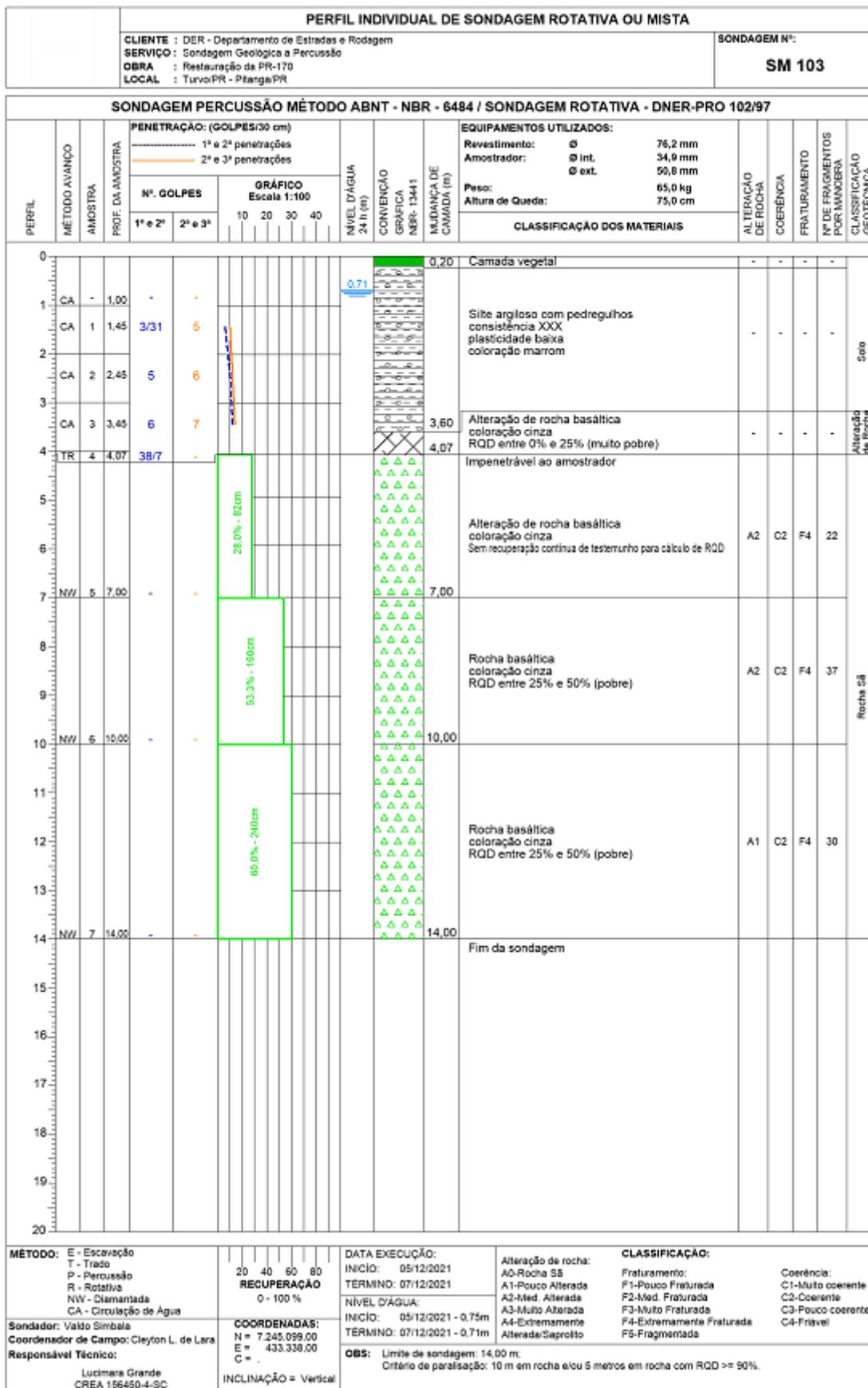


FIGURA 6 – BOLETIM DE SONDAGEM – SM 103

#### 4. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A Ponte sobre o Rio Carazinho possui um vão único de 33,20m. A estrutura é composta na seção transversal por quatro longarinas pré-moldadas protendidas com altura de 1,90 m, com uma largura da ponte igual a 11,10m. O tabuleiro é composto de lajes pré-moldadas com 7 cm de espessura, mais uma camada de concreto “in-loco” com espessura de 13 cm, totalizando uma espessura mínima de 20 cm. O revestimento da ponte será em concreto armado com espessura de 8 cm.

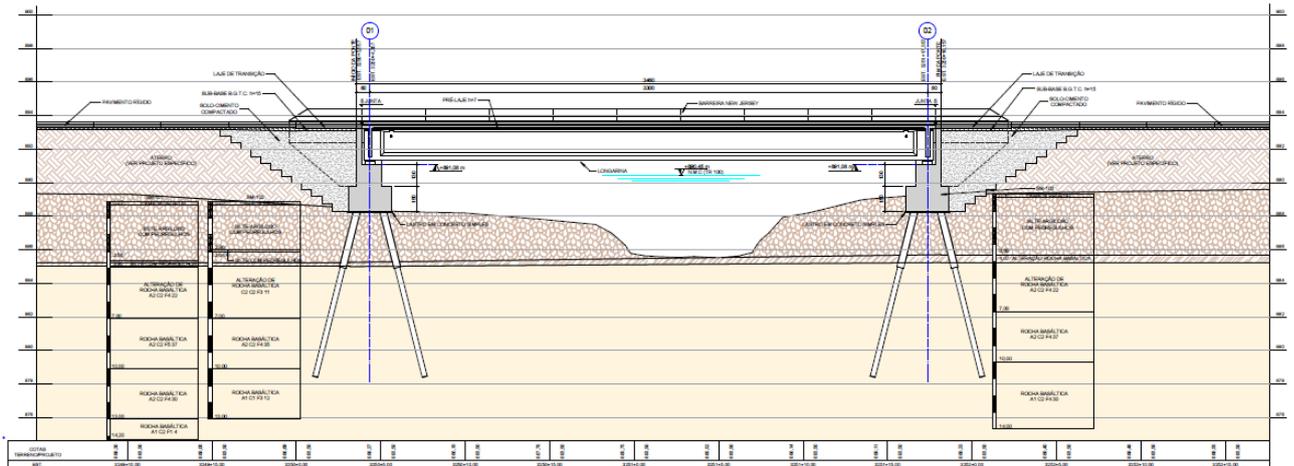


FIGURA 7 – ELEVÇÃO LONGITUDINAL

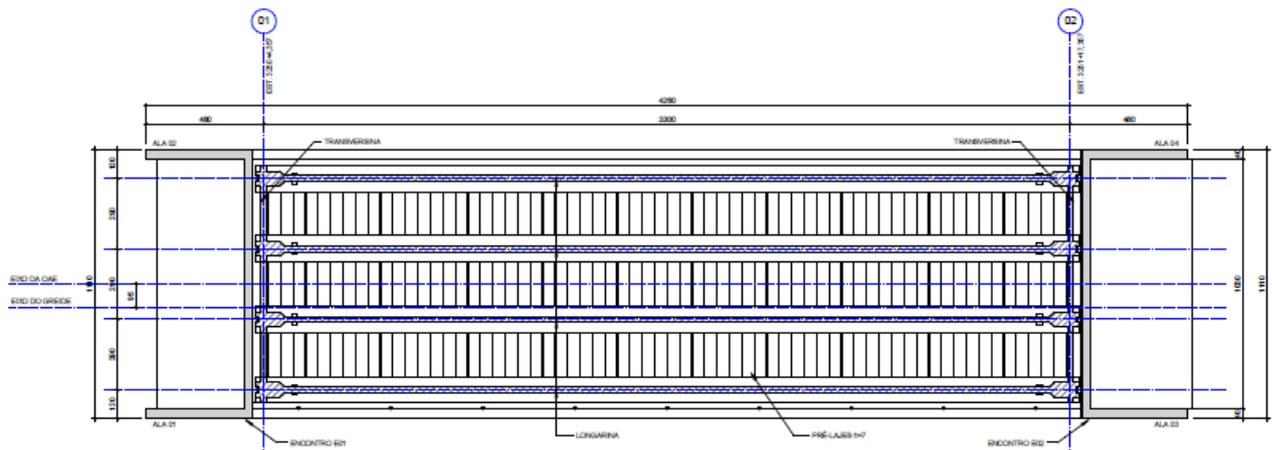


FIGURA 8 – PLANTA SUPERESTRUTURA

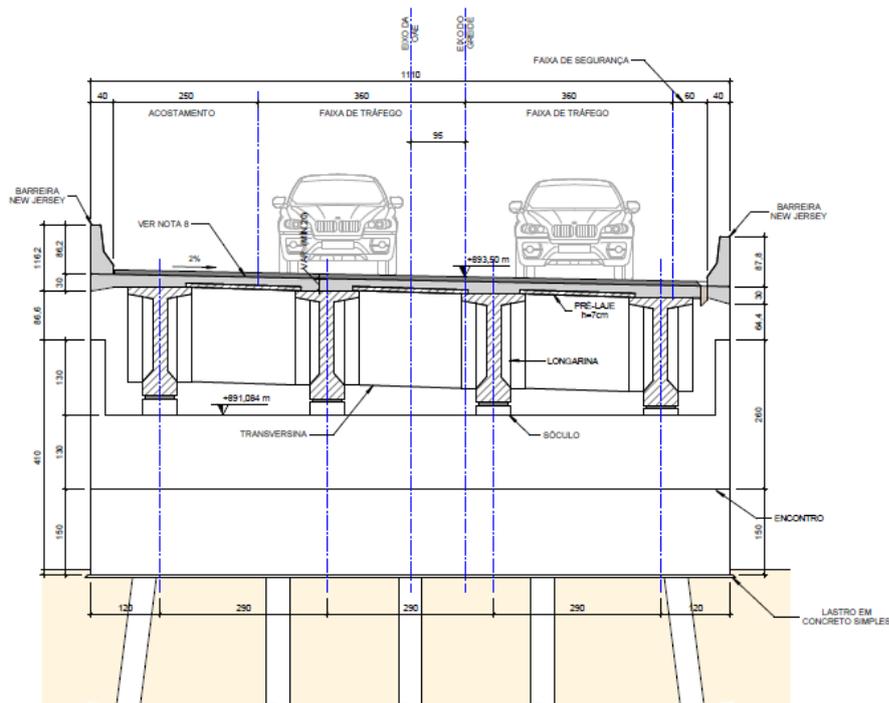


FIGURA 9 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA (VÃO)

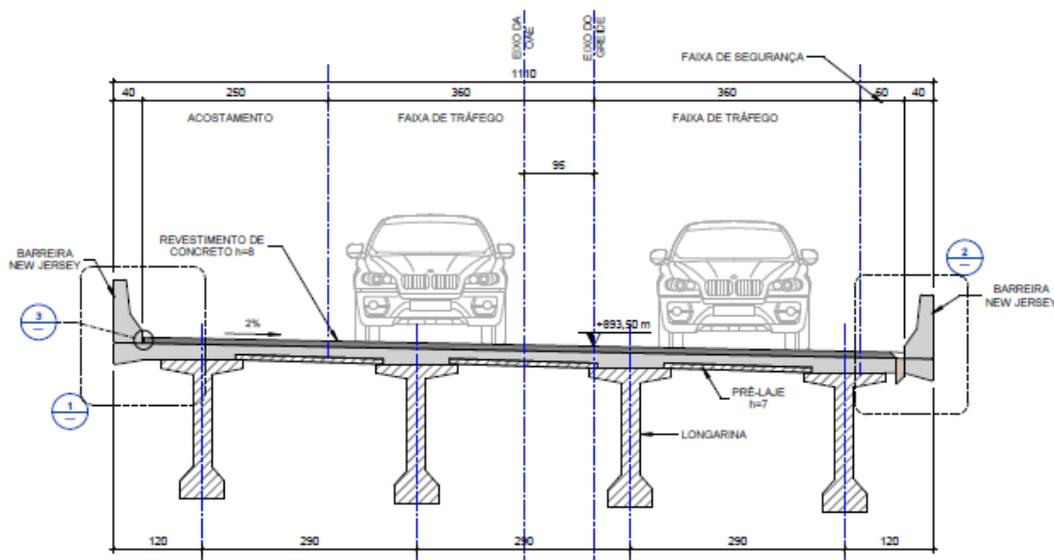


FIGURA 10 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA (APOIO)

#### 4.1. INFRAESTRUTURA

A infraestrutura é composta por estacas do tipo raiz, sendo no total 20 estacas distribuídas em duas vigas travessas do encontro (10 estacas da travessa), com dimensões de 2,5m por 2,5m, e altura de 1,5m.

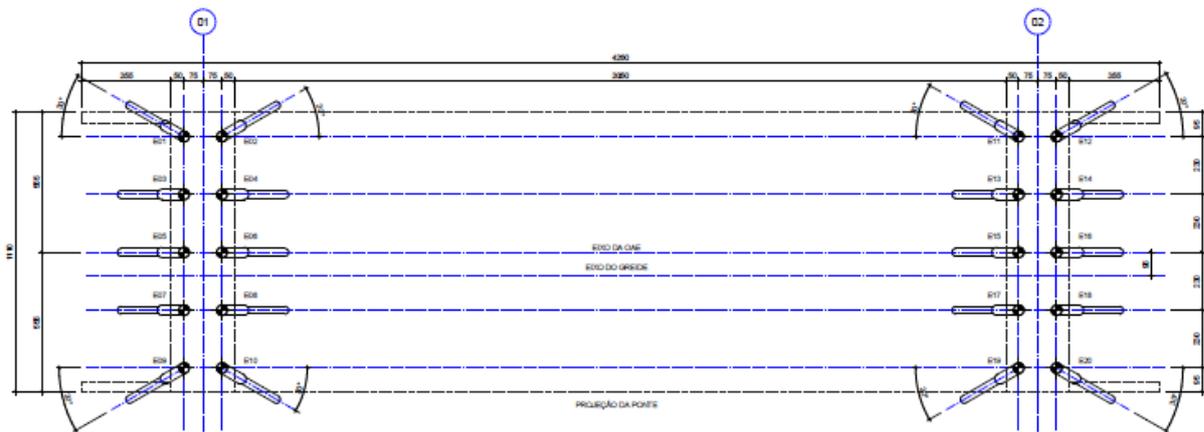


FIGURA 11 – PLANTA DE FUNDAÇÕES

#### 4.2. MESOESTRUTURA

A mesoestrutura é composta por duas vigas travessas dos encontros, dispostas nos eixos 1 e 2, com dimensões de 2,5m por 2,5m, e altura de 1,5m. As alas possuem espessura de 40 cm e os sóculos de concreto utilizados para o apoio dos neoprenes fretados, onde serão apoiadas as longarinas do tabuleiro, com dimensões de 65 cm de comprimento por 65 cm de largura.

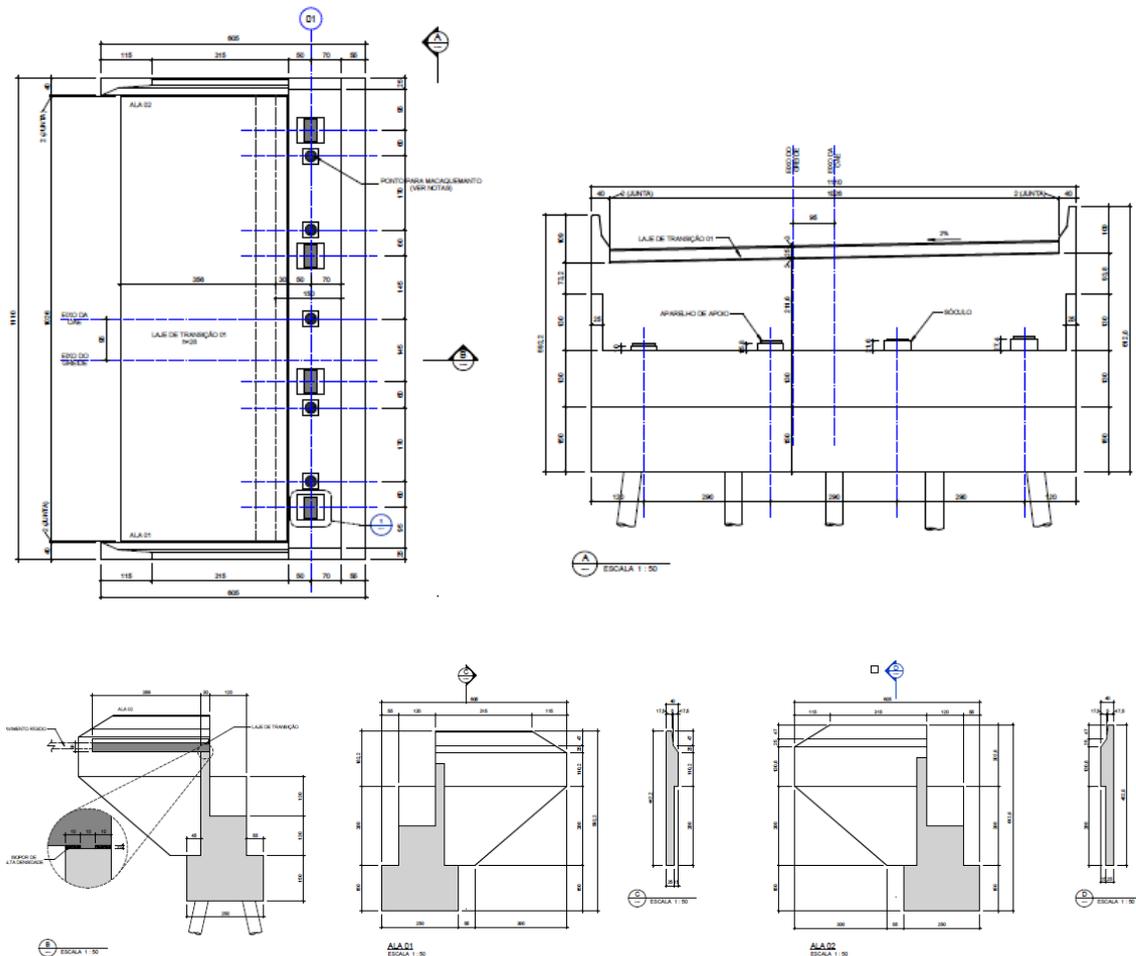


FIGURA 12 – DETALHE DO ENCONTRO E01

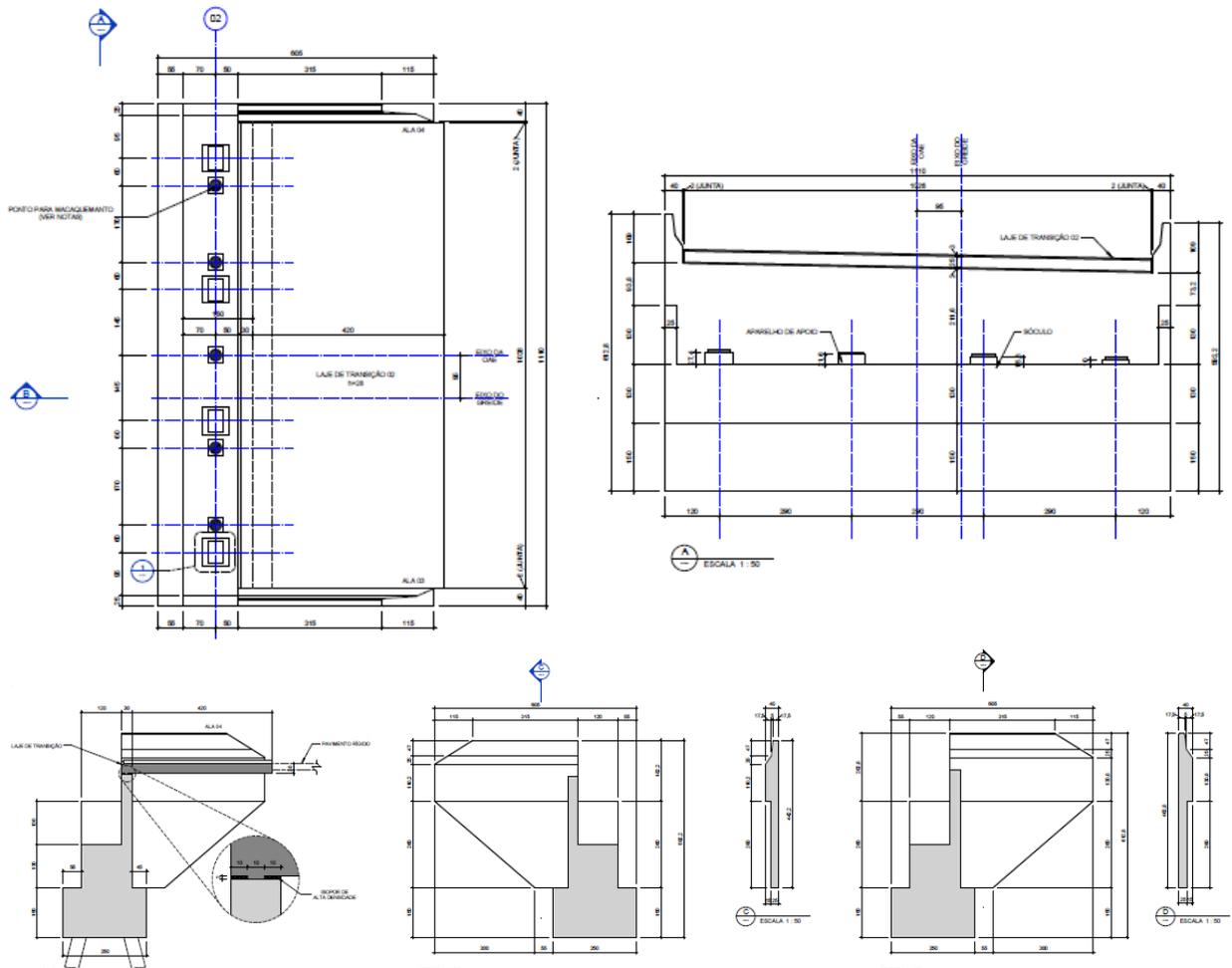


FIGURA 13 – DETALHE DO ENCONTRO E02

### 4.3. SUPERESTRUTURA

A superestrutura é formada pelas longarinas, transversinas e as lajes dos tabuleiros. As longarinas são vigas pré-moldadas protendidas, com altura igual a 1,90 m.

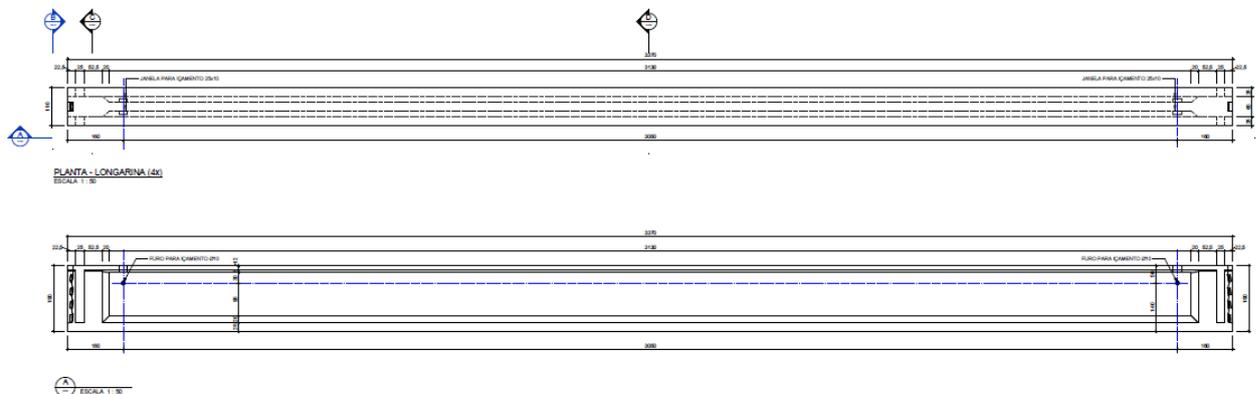


FIGURA 14 – PLANTA E ELEVACÃO - LONGARINA

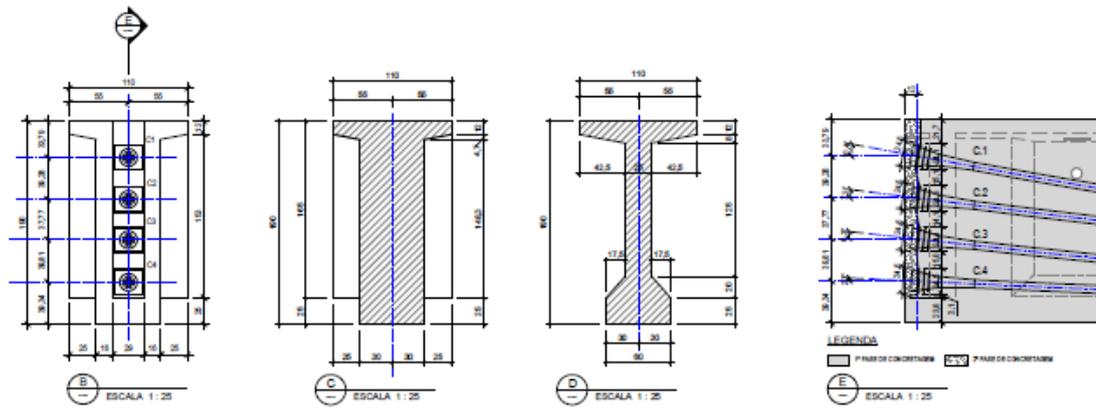


FIGURA 15 – SEÇÕES TRANSVERSAIS – LONGARINA

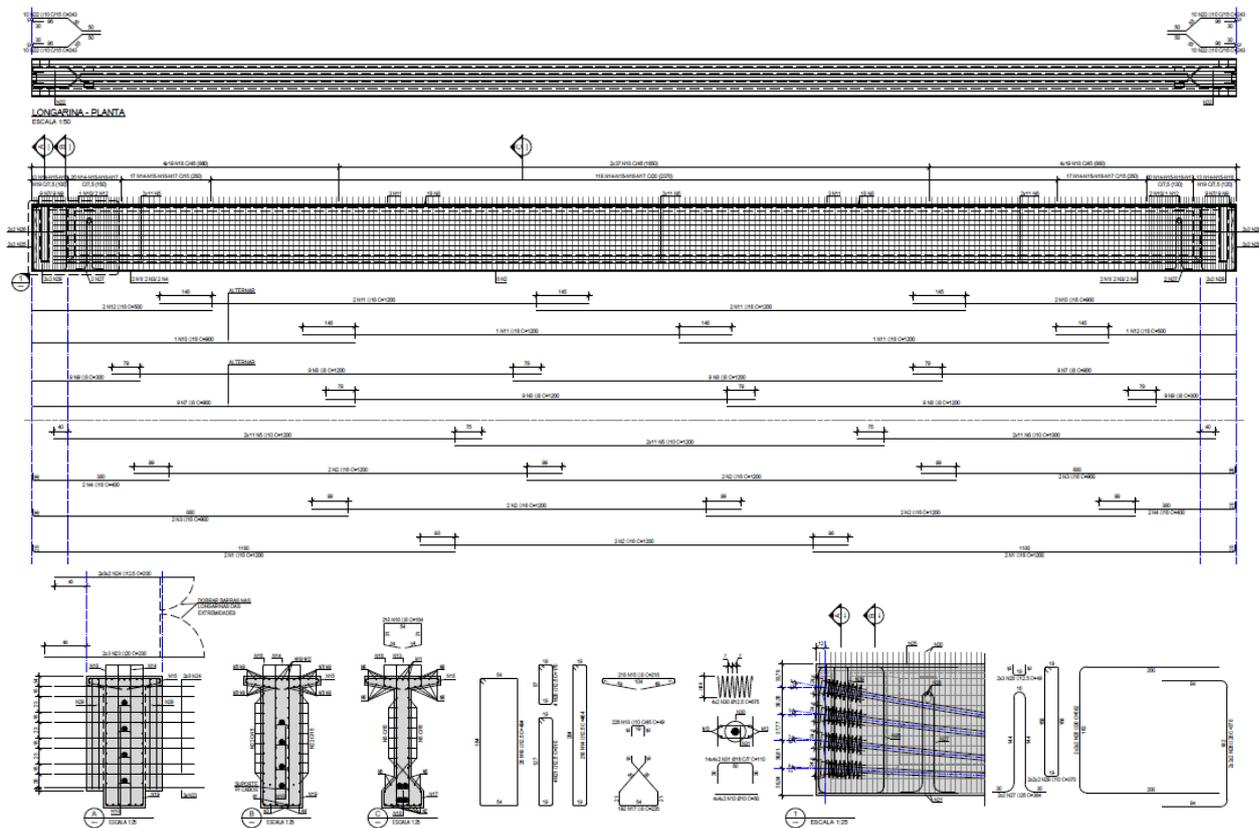


FIGURA 16 – ARMADURAS – LONGARINA

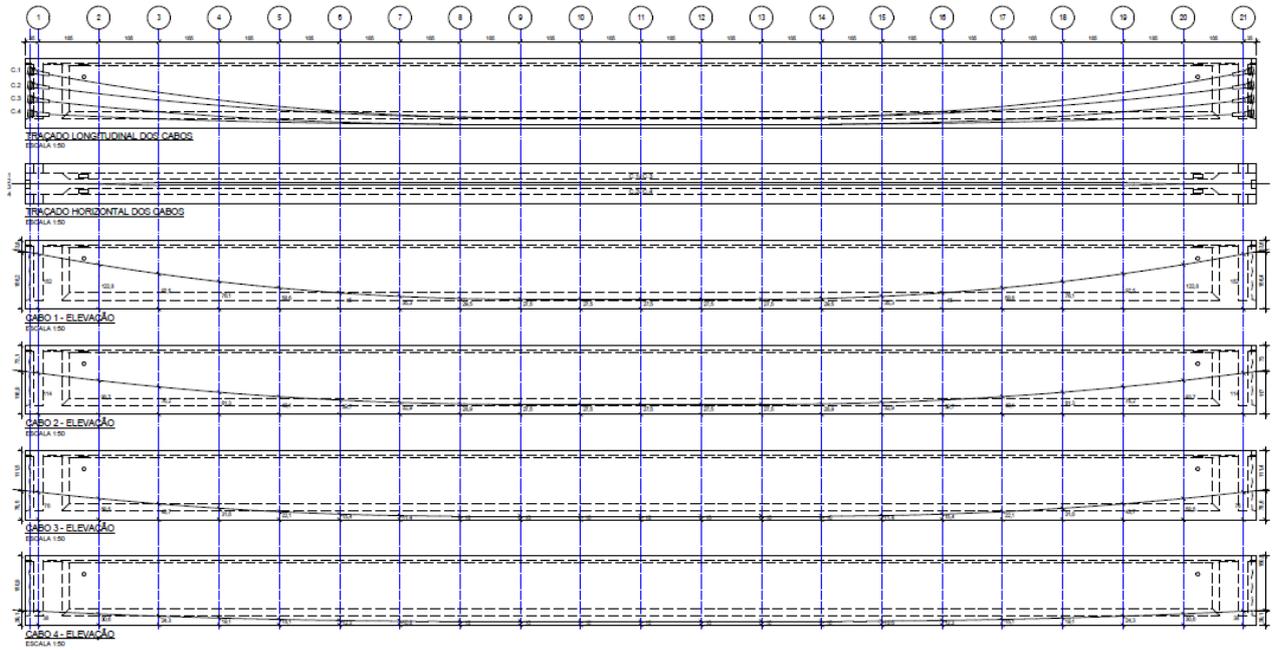


FIGURA 17 – CABOS DE PROTENSÃO - LONGARINA

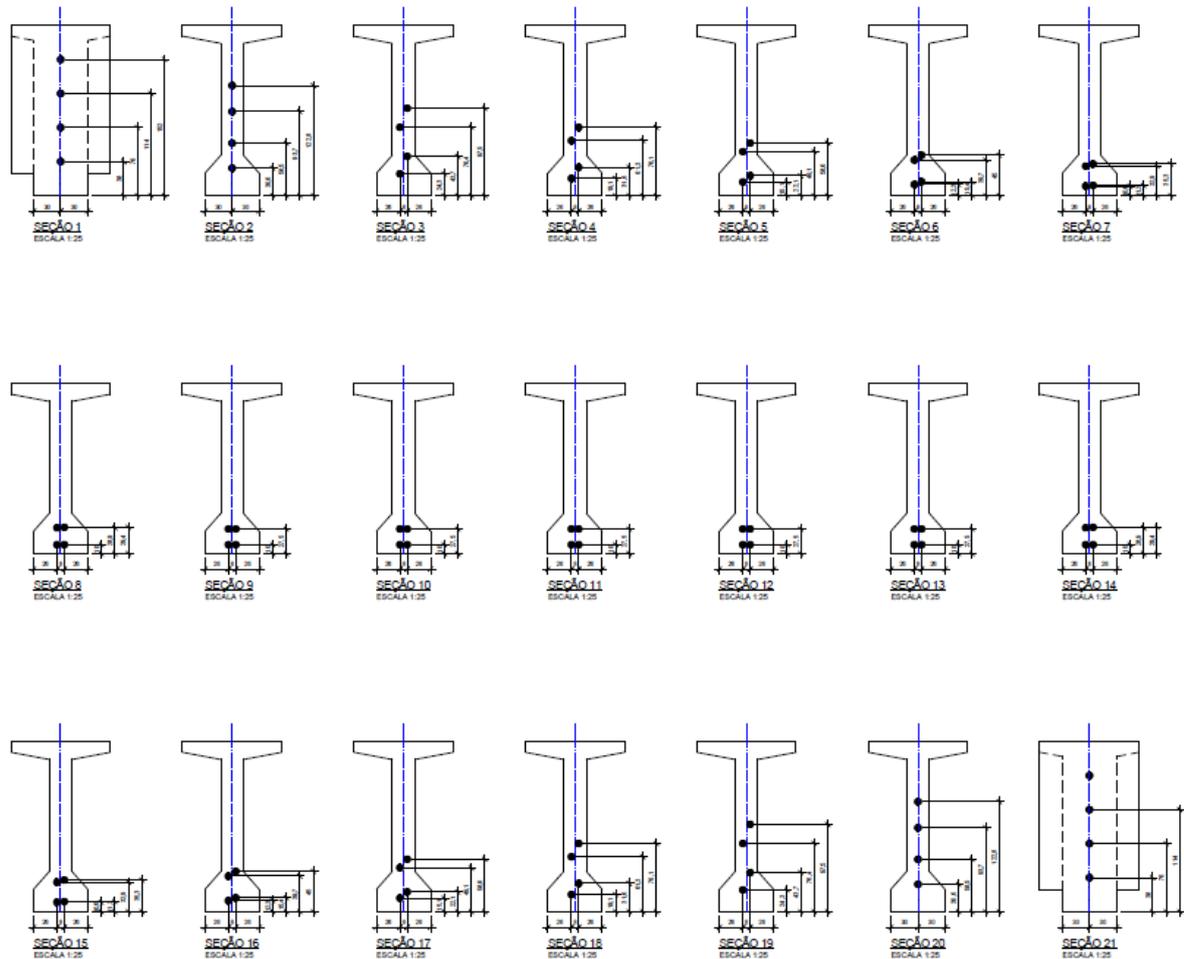


FIGURA 18 – CABOS DE PROTENSÃO – SEÇÕES LONGARINA

Entre as longarinas estão dispostas duas vigas transversinas, que serão executadas em concreto “in-loco” nos eixos 1 e 2, com seção transversal de 1,65 m de altura e 0,25 m de largura.

FIGURA 19 – ELEVAÇÃO E SEÇÃO TRANSVERSAL - TRANSVERSINA

Sobre as longarinas estão apoiadas as lajes pré-moldadas, com espessura de 7 cm. Essas placas compõem a laje do tabuleiro, sendo a espessura final da laje com um mínimo de 20 cm.

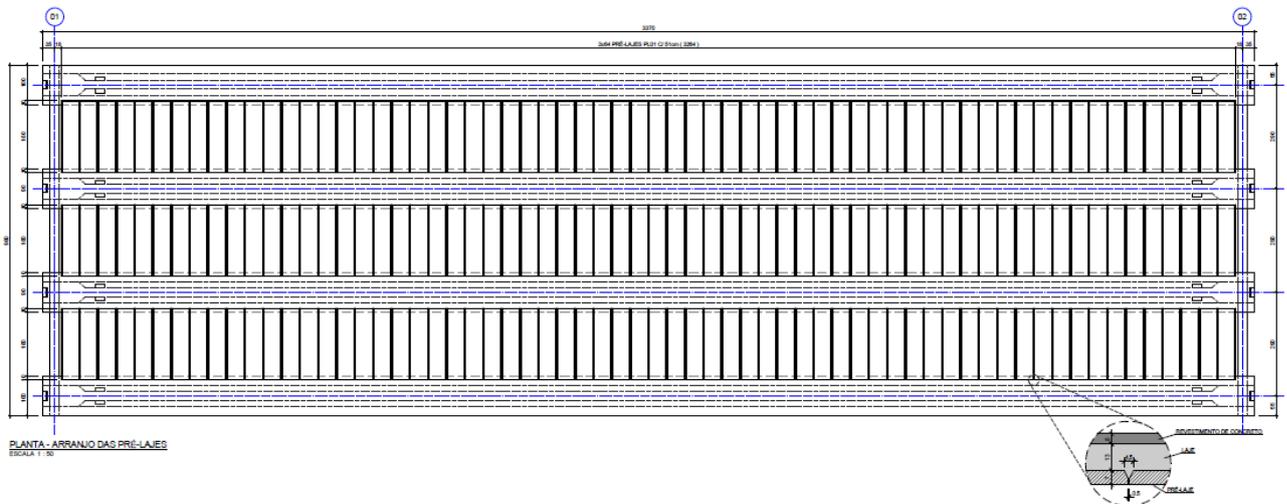


FIGURA 20 – PLANTA DO TABULEIRO

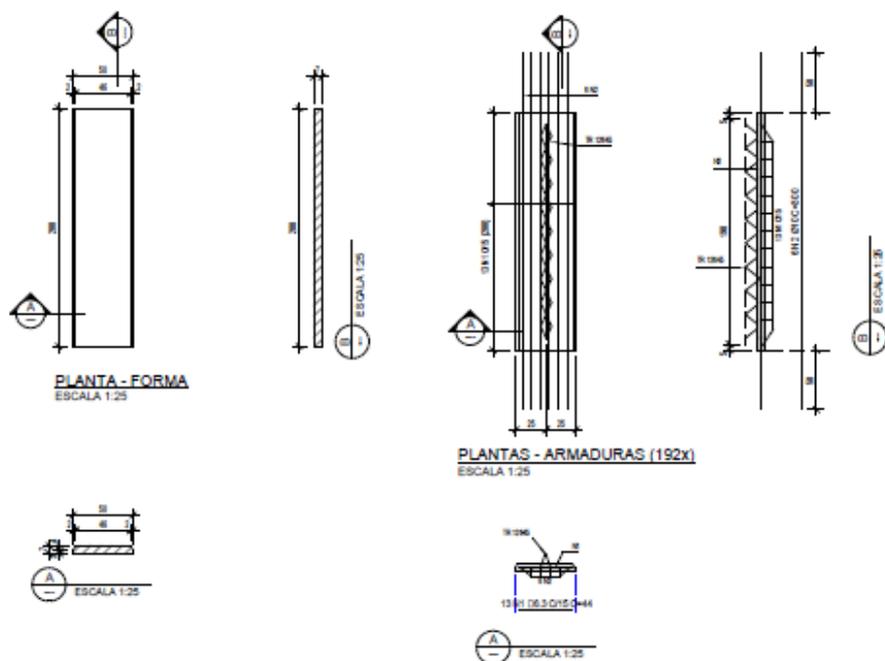


FIGURA 21 – FORMA E ARMADURAS – PRÉ-LAJE

Na OAE serão instaladas barreiras de proteção do tipo New Jersey e o pavimento da estrutura será do tipo rígido com espessura de 8 cm.

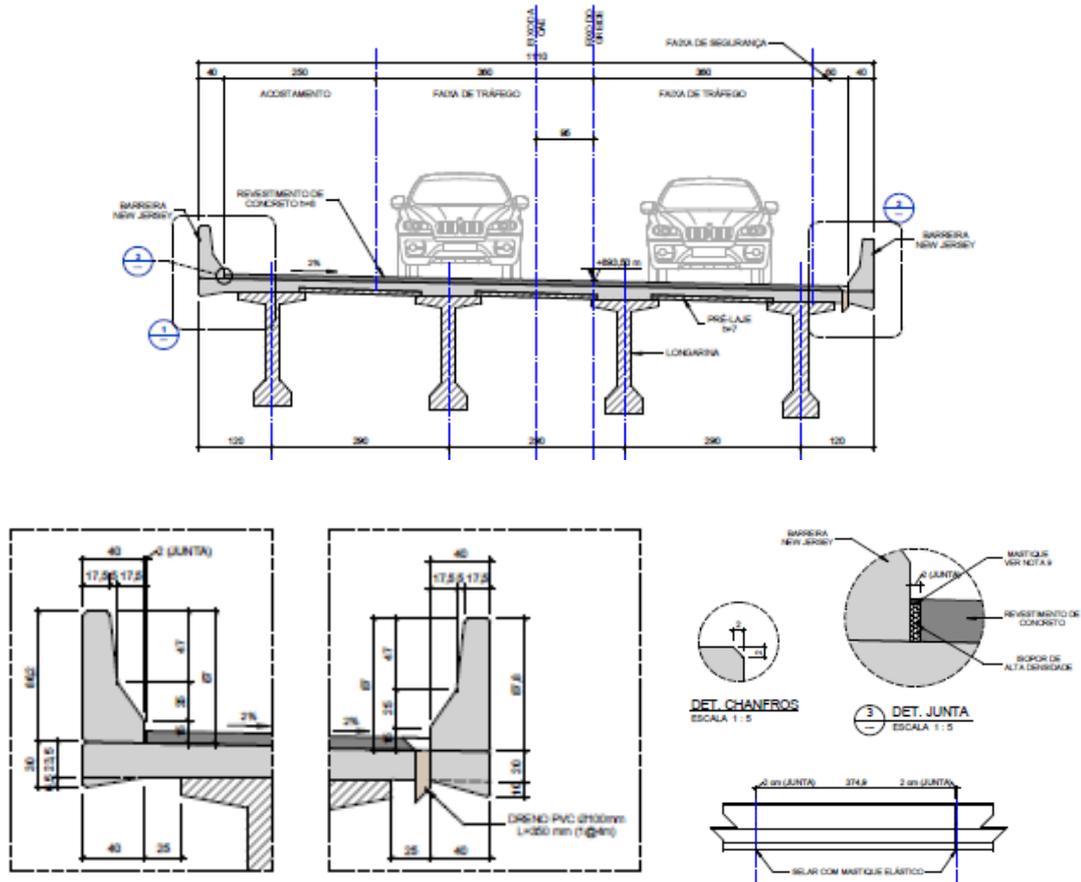


FIGURA 22 – SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

## 5. CARREGAMENTOS

A estrutura da ponte está submetida à diferentes tipologias de esforços provenientes de carregamentos estáticos, como o peso próprio das estruturas que compõe a OAE e de sobrecargas verticais e os efeitos ocasionados pelos carregamentos móveis sobre a laje da estrutura (veículos e pedestres).

São também consideradas ações ocasionadas por fenômenos naturais, tais como o vento atuante sobre a face longitudinal da ponte, o empuxo do solo sobre as estruturas dos encontros e os efeitos ocasionados pela variação de temperatura sobre a estrutura.

### 5.1. CARGA PERMANENTE

#### 5.1.1. *Peso Próprio (DEAD)*

O peso próprio das estruturas é gerado automaticamente pelo software SAP2000, a partir dos dados de entrada dos materiais e seções de todos os elementos estruturais.

#### 5.1.2. *Revestimento de concreto*

O pavimento da estrutura será com revestimento de concreto. Foi considerado um peso específico de 2500 kg/m<sup>3</sup> em toda a extensão da OAE, considerando uma espessura igual a 8 cm.

#### 5.1.3. *Guarda-Rodas*

Para o guarda-rodas de concreto foi adotado um peso específico de 2500 kg/m<sup>3</sup>. As cargas foram aplicadas na estrutura conforme as posições indicadas nas figuras 7.4.1.3.

#### 5.1.4. *Laje do tabuleiro*

Para compor a laje do tabuleiro estão sendo previstos laje pré-moldadas, com espessura de 7 cm e sobre essas placas pré-moldadas será executado uma camada de concreto “in-loco” com espessura de 13 cm.

### 5.2. SOBRECARGA

#### 5.2.1. *Trem-tipo*

Conforme as recomendações da NBR 7188 (ABNT, 2013), foi considerada a atuação de uma sobrecarga no valor de 5,0 kN/m<sup>2</sup> sobre toda a área da faixa de rolagem, correspondente à sobrecarga de multidão. O valor correspondente à carga foi configurado para atuar concomitantemente com o veículo tipo definido para atuação sobre a laje durante a modelagem da estrutura, conforme as definições detalhadas no item a seguir.

Foi considerado o tráfego do caminhão de projeto TB-45, conforme especificado na NBR 7188 (ABNT, 2013) e ilustrado na figura a seguir.

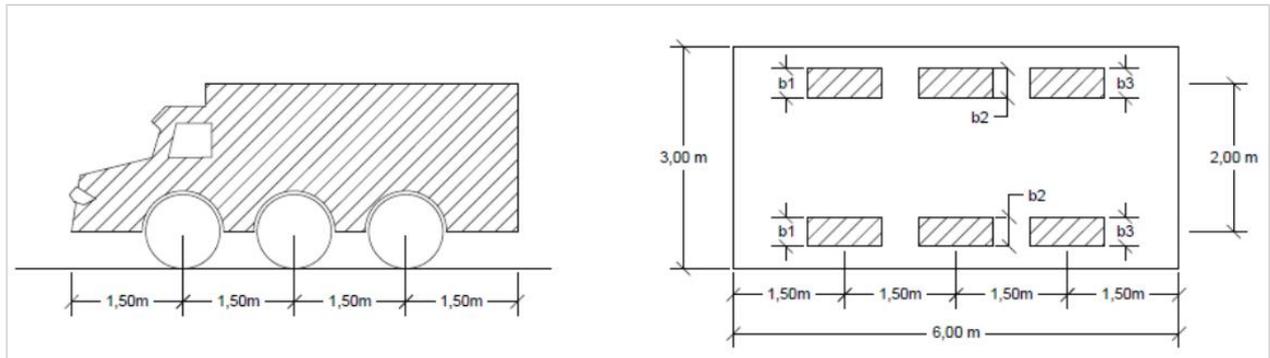


FIGURA 23 – ESPECIFICAÇÃO DO TREM-TIPO

### 5.2.2. Coeficiente de ponderação das cargas verticais

Conforme estabelecido na NBR 7188 (ABNT, 2013), o efeito das ações dinâmicas pode ser ponderado através dos coeficientes descritos a seguir:

- **Coeficiente de impacto vertical – CIV:**

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Onde:

- Liv = Vão em metros para o cálculo do CIV, conforme o tipo de estrutura

- **Coeficiente de número de faixas – CNF**

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (n - 2)$$

Onde:

- n = número de faixas de tráfego

- **Coeficiente de impacto adicional – CIA**

Utilizado para o dimensionamento da estrutura nas regiões das juntas estruturais a extremidade da obra.

- Estruturas em concreto:  $CIA = 1,25$

### 5.2.3. Frenagem e aceleração

As forças de frenagem e aceleração dos veículos em movimento sobre o tabuleiro da ponte são consideradas na estrutura conforme as especificações da NBR 7188, sendo: (ABNT, 2013)

- $H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$

Onde:

- B = Largura efetiva
- L = Comprimento concomitante
- CNF = Coeficiente do número de faixas

Segundo a norma NBR 7188 as forças de frenagem devem ser maiores que 135 kN ( $H_f \geq 135$  kN).

### 5.3. CARGA DE VENTO

Para as cargas de vento, os dados e os parâmetros considerados para o cálculo da pressão de obstrução, estão de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Para a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão de obstrução ( $q$ ), temos as seguintes formulações:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

Onde:

- $V_0$  = Velocidade básica do vento (m/s)
- $S_1$  = fator topográfico
- $S_2$  = Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno
- $S_3$  = Fator estatístico

$$q = 0,613 \cdot V_k^2$$

Onde:

- $V_k$  = Velocidade característica do vento (m/s)

### 5.4. TEMPERATURA

Conforme recomenda a NBR 6118, adotou-se uma variação de temperatura de  $\pm 10$  °C, e para o cálculo dos efeitos de retração e fluência do concreto considerou-se a seção transversal do tabuleiro consolidada (com aderência entre os elementos pré-moldados e moldados “in loco”).

## 5.5. EMPUXO DE SOLO

Para os carregamentos provenientes do empuxo do solo, foram considerados os seguintes parâmetros para a determinação do carregamento atuante sobre a estrutura:

- $Ea = 1/2 \cdot Ka \cdot \gamma_s \cdot h^2$

Onde:

- $\gamma_s$  = Peso específico do solo<sup>3</sup>
- $Ka$  = Coeficiente de empuxo ativo
- $h$  = altura do empuxo do solo

## 5.6. IMPACTO NO GUARDA-RODAS

Conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), o dispositivo de contenção (guarda-rodas) deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego, no valor de 100 kN. Esta força deve ser aplicada concomitantemente à uma força vertical de 100 kN sobre a estrutura.

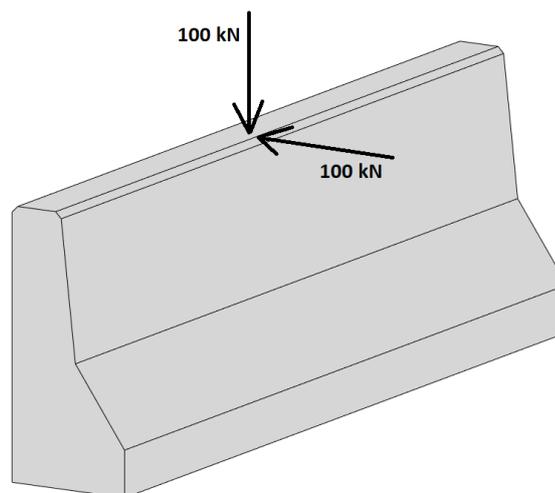


FIGURA 24 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

## 6. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTOS

Neste projeto, as ações consideradas para a determinação dos efeitos mais desfavoráveis são o peso próprio da estrutura, as cargas permanentes, a carga móvel do trem-tipo máxima e mínima, as cargas de empuxo, vento e temperatura.

Todas as combinações foram criadas conforme as especificações da norma NBR 8681.

Foram geradas combinações para o Estado Limite Último (ELU), cujo objetivo é verificar a integridade dos elementos estruturais e o dimensionamento geotécnico das fundações e para o Estado Limite de Serviço (ELS), para a avaliação dos estados limites de descompressão, formação e abertura de fissuras e limites de deslocamento.

As combinações para o Estado Limite Último (ELU) são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

O índice "g" refere-se às cargas permanentes, consideradas em todas as combinações. O índice "ε" representa as ações indiretas permanentes e variáveis, como a temperatura. As ações variáveis diretas, identificadas com o índice "q", são combinadas aplicando-se os coeficientes de majoração pertinentes em função da natureza da ação, permitindo a redução de ações de diferentes naturezas com os coeficientes de redução  $\psi_0$ .

TABELA 1 – COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO DAS AÇÕES (ELU)

CARGAS	$\gamma_f$		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
	D	F			
Permanentes ( $\gamma_g$ )	1,35	1,0	-	-	-
Móveis ( $\gamma_q$ )	1,5	-	0,7	0,8	0,3
Vento ( $\gamma_q$ )	1,4	-	0,6	0,3	0
Temperatura ( $\gamma_{\varepsilon q}$ )	1,2	-	0,6	0,5	0,3

A partir dos carregamentos atuantes na estrutura foram definidos grupos de combinações, a fim de reproduzir as condições necessárias para a obtenção dos esforços máximos nos elementos estruturais e verificar o comportamento global da estrutura.

TABELA 1 – COMBINAÇÕES BÁSICAS (ELU)

COMBINAÇÃO	PP	PERM	EMPUXO	SOBRECARGAS (VEÍC + SC. MULT.+ FREN)	TEMPERATURA	VENTO
ELU 1	1,35	1,35	1,35	1,50	0,60	0,84
ELU 2	1,35	1,35	1,35	1,05	1,20	0,84
ELU 3	1,35	1,35	1,35	1,05	0,60	1,40
ELU 4	1,35	1,35	1,35	1,05	0,60	0,84

Para a apresentação dos esforços máximos nos elementos estruturais foi gerado no modelo de cálculo uma combinação envoltória. Essa combinação considera todas as possíveis situações de carregamentos, seguindo os critérios das combinações básicas apresentadas na tabela acima.

## 7. MODELO DE CÁLCULO

Para o dimensionamento da estrutura foi elaborado um modelo de cálculo no software SAP2000.

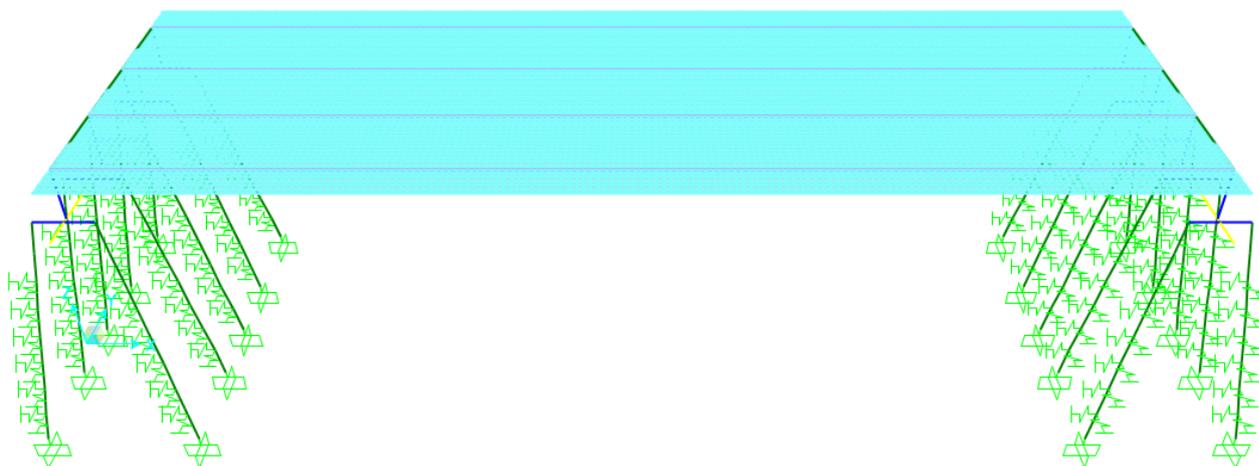


FIGURA 25 – MODELO 3D – SAP2000

### 7.1. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Foi considerado no modelo de cálculo as vigas travessas dos encontros e as estacas, conforme mostra a imagem abaixo. O solo foi simulado utilizando os elementos de molas (“springs”) do SAP2000.

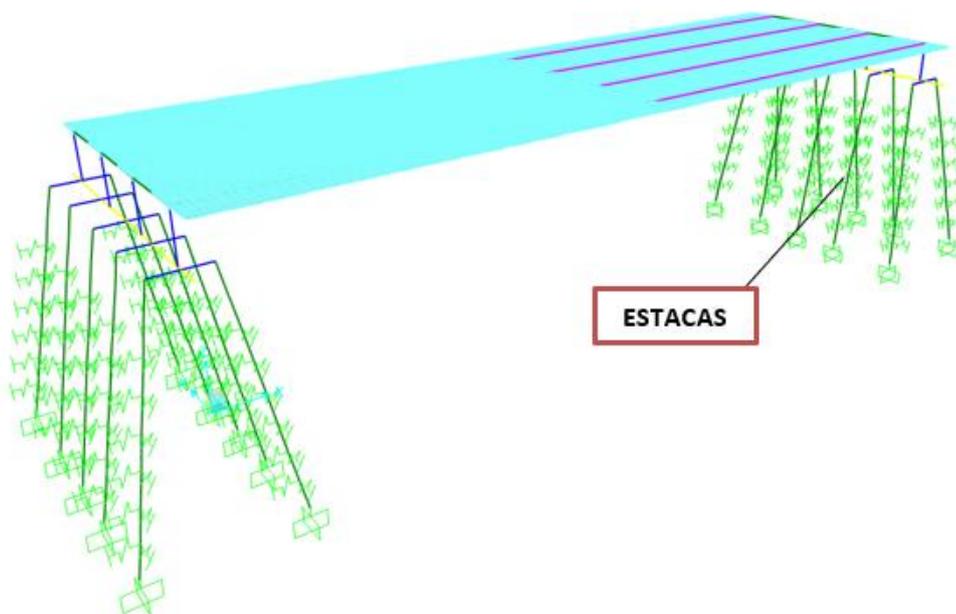


FIGURA 26 – ELEMENTOS DA FUNDAÇÃO

## 7.2. DEFINIÇÃO DAS SEÇÕES

Para definição das seções foram utilizadas tipologias de elementos finitos incorporadas no software SAP2000. Foram utilizados elementos do tipo “shell” para a definição das lajes, e elementos tipo “frame” para as vigas travessas, longarinas e transversinas.

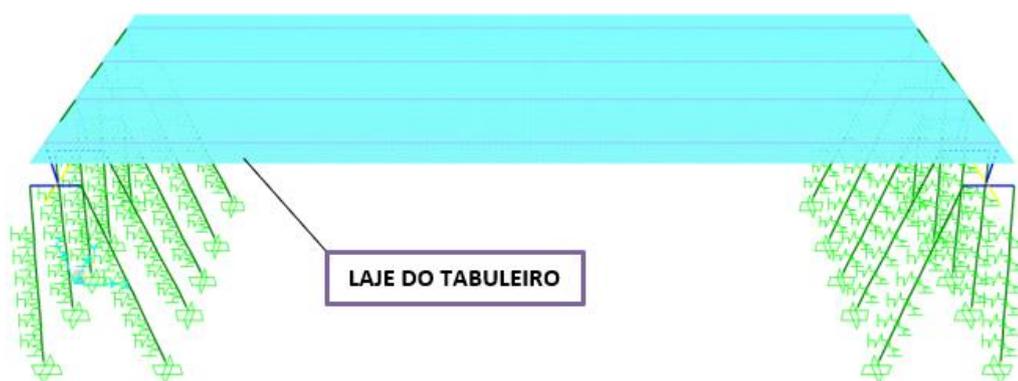


FIGURA 27 – IDENTIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DO TIPO “SHELL”

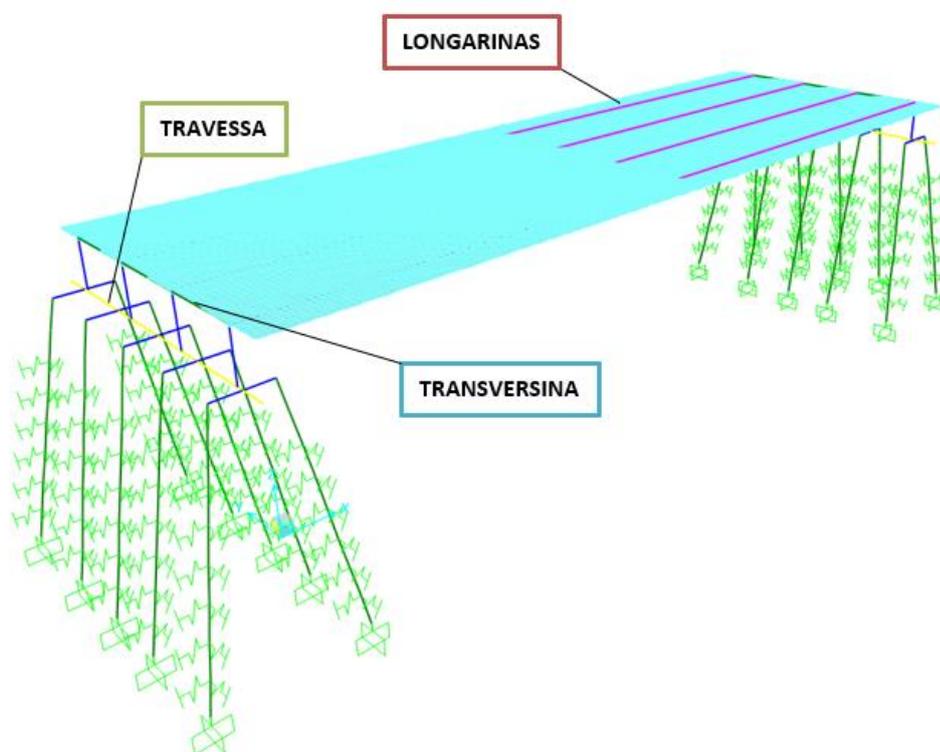


FIGURA 28 – IDENTIFICAÇÃO DAS SEÇÕES DO TIPO “FRAME”

Para a análise das estruturas foi considerada a não linearidade física dos materiais através da redução das rigidezes dos elementos estruturais segundo os parâmetros do item 15.7.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014):

- Lajes:  $(EI)_{sec} = 0,3.E_c I_c$
- Vigas:  $(EI)_{sec} = 0,4.E_c I_c$

Onde:

- $I_c$  = Momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;
- $E_c$  = Valor representativo do módulo de deformação do concreto

Os itens a seguir apresentam as seções definidas no modelo de cálculo e suas respectivas localizações na estrutura da OAE.

### 7.2.1. Infraestrutura

A imagem abaixo mostra a seção transversal da estaca.

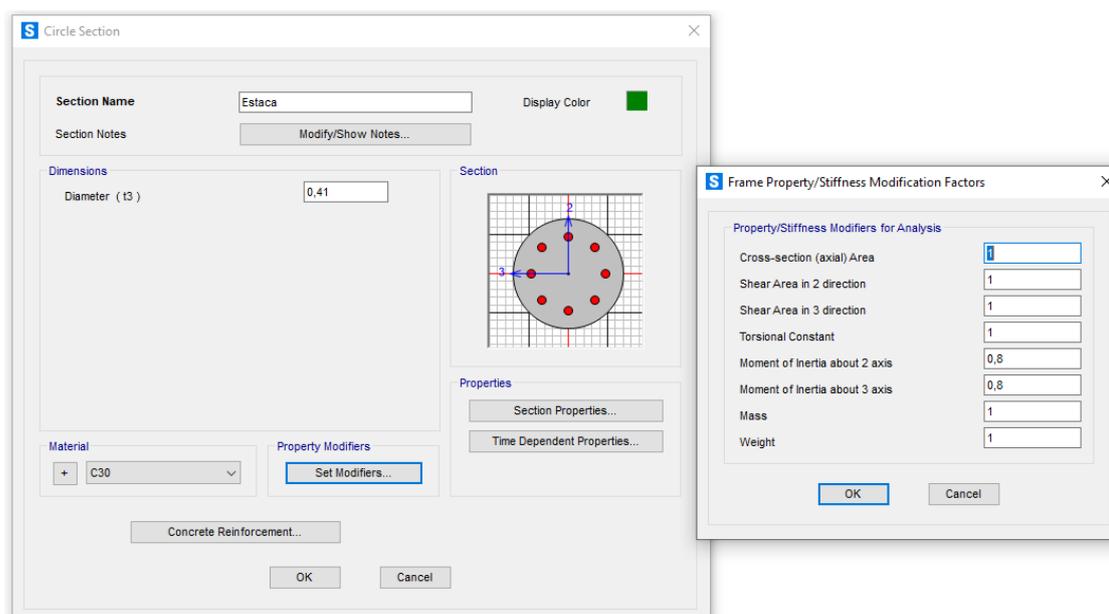


FIGURA 29 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA ESTACA

### 7.2.2. Mesoestrutura

A imagem abaixo mostra a seção transversal da viga travessa dos encontros. Para modelar a travessa, em função da geometria do elemento, foi utilizado a opção “section design” do SAP2000.

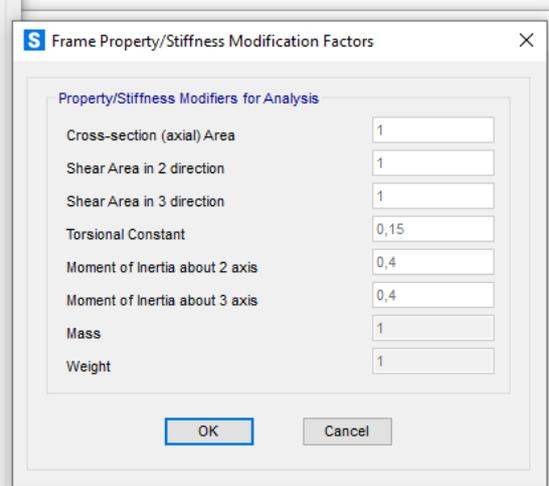
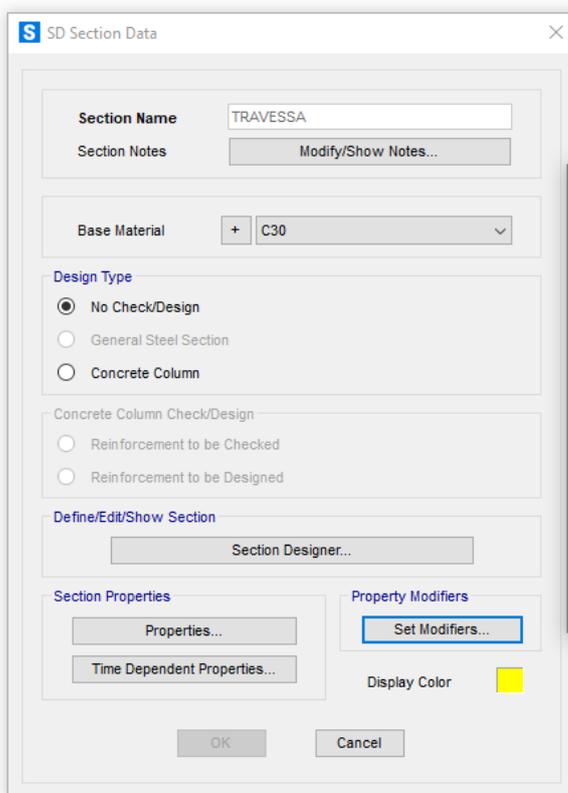
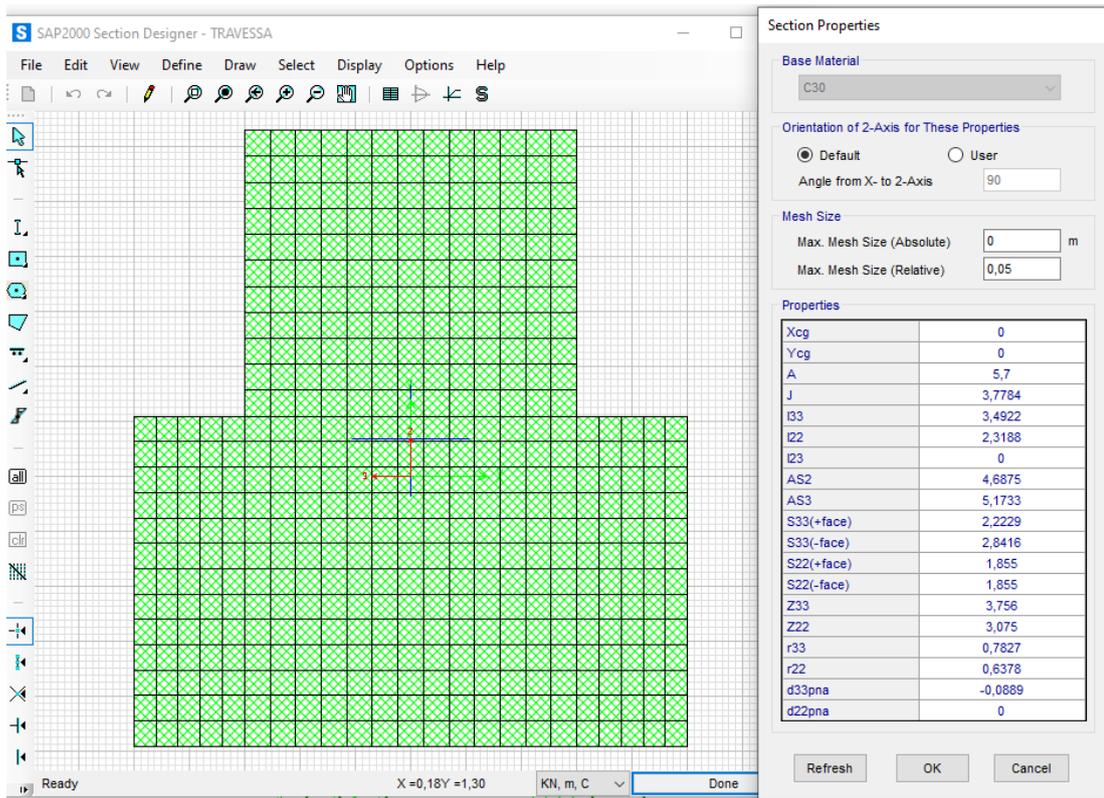


FIGURA 30 – SEÇÃO TRAVESSAS DOS ENCONTROS – EIXOS 01 E 02

### 7.2.3. Superestrutura

As imagens a seguir representam a definição dos elementos estruturais de superestrutura da ponte.

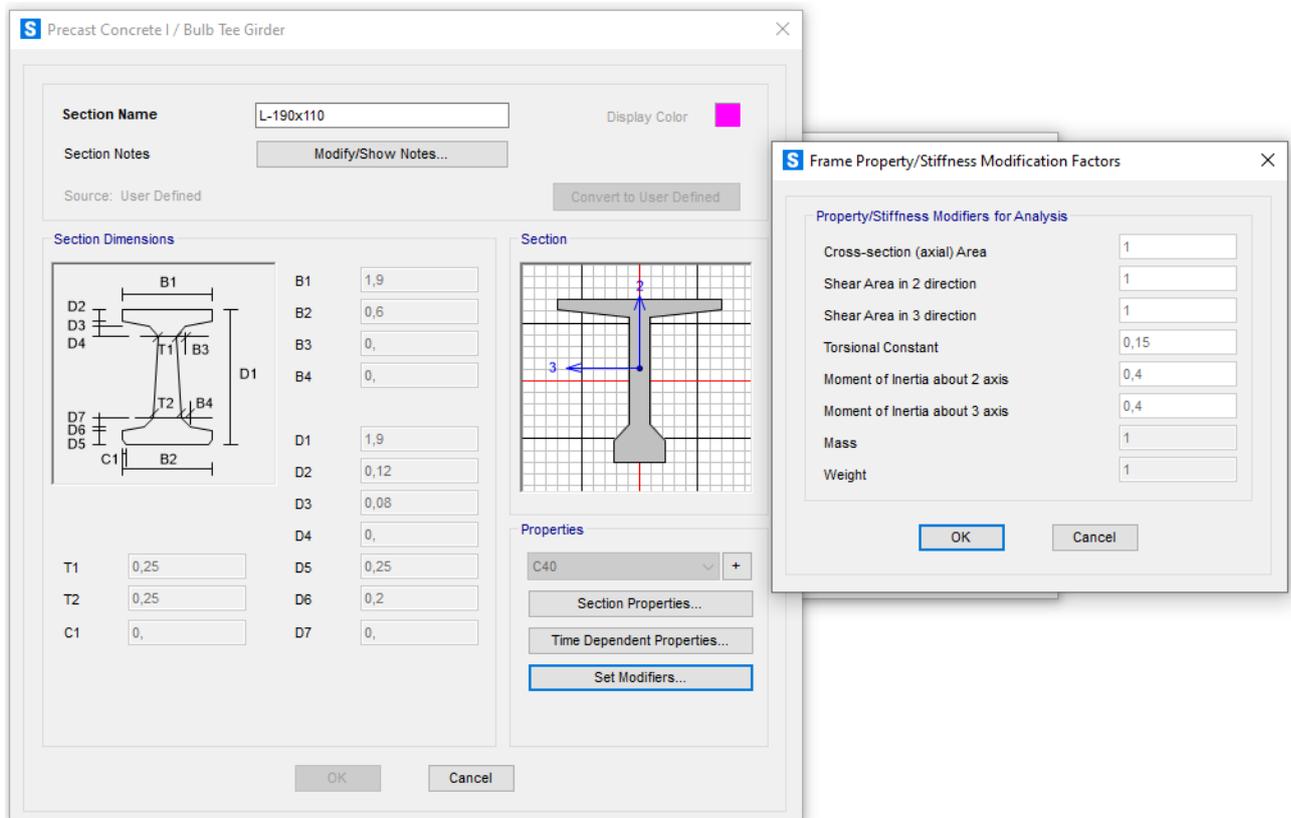


FIGURA 31 – SEÇÃO TRANSVERSAL DAS LONGARINAS

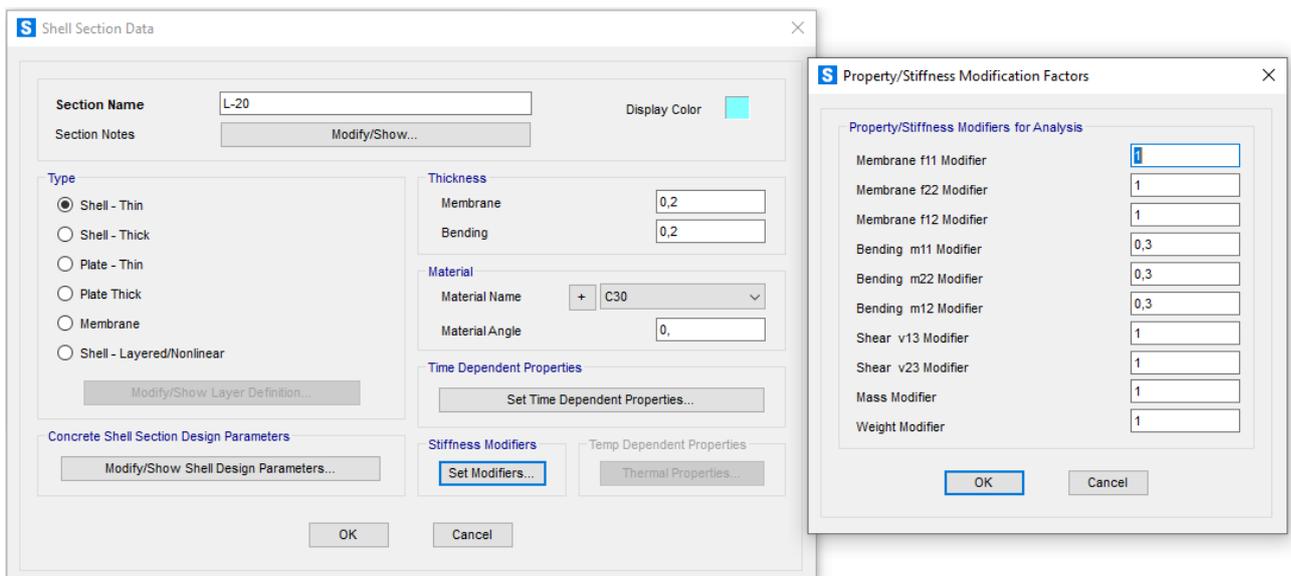


FIGURA 32 – SEÇÃO TRANSVERSAL DAS LAJES

### CÁLCULO DA RIGIDEZ DA BARRA EQUIVALENTE DOS NEOPRENES

#### DADOS DO NEOPRENE

A	= Menor dimensão do aparelho	30,0 cm
B	= Maior dimensão do aparelho	50,0 cm
n	= Número de chapas de aço	4,0 un
tn	= Espessura das camadas intermediárias	1,3 cm
G	= Módulo de elasticidade transversal	1,0 MPa

$$\delta_n = \frac{(n-1) \cdot t_n}{A \cdot B \cdot G} \quad \therefore \quad \delta_n = 0,00025 \text{ cm/kgf}$$

$$f_n = \frac{1}{\delta_n} \quad \therefore \quad f_n = 4000,00 \text{ kgf/cm}$$

#### BARRA DE CONCRETO EQUIVALENTE AO NEOPRENE

Considerando-se barra de concreto de comprimento  $L = 0,10\text{m}$  e  $E_c = 3000000 \text{ tf/m}^2$ , temos

$$\delta = \frac{p \cdot l^3}{3 \cdot E \cdot j} \quad r_p = \frac{1}{\delta}, \text{ onde } r_p = f_n$$

Assim:

p	= Rigidez da barra equivalente	1,0 tf
L	= Altura do neoprene equivalente	0,1 m
Ec	= Módulo de elasticidade do concreto	3000000,0 tf/m <sup>2</sup>
J	= Momento de inércia	4,4444 cm <sup>4</sup>

#### DIÂMETRO DA BARRA EQUIVALENTE

$$\text{Sendo } J = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \quad \therefore \quad \phi = 3,085 \text{ cm}$$

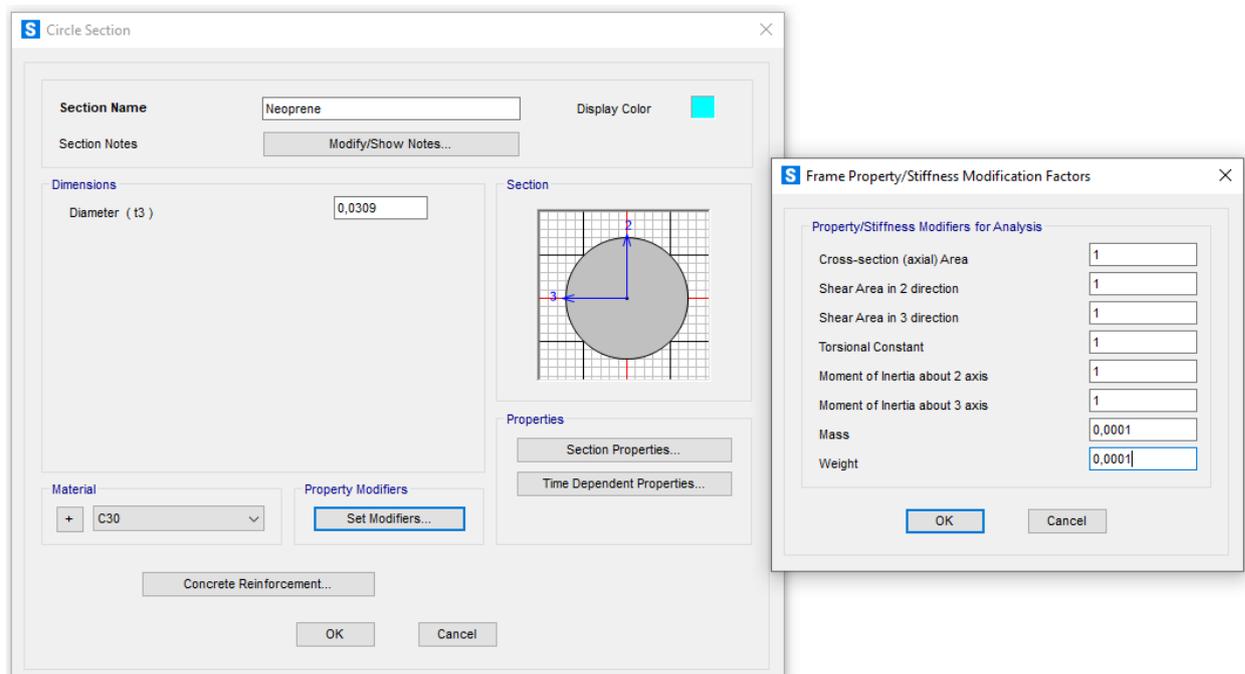


FIGURA 33 – BARRA EQUIVALENTE AO NEOPRENE

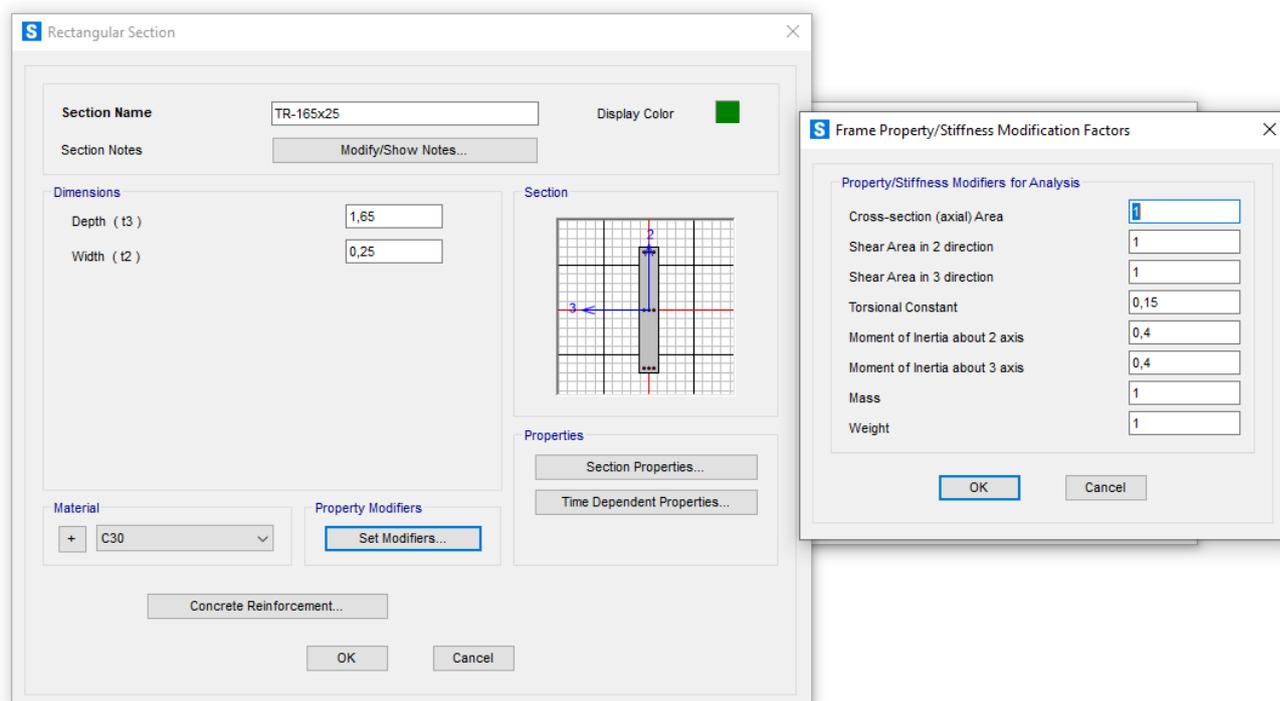
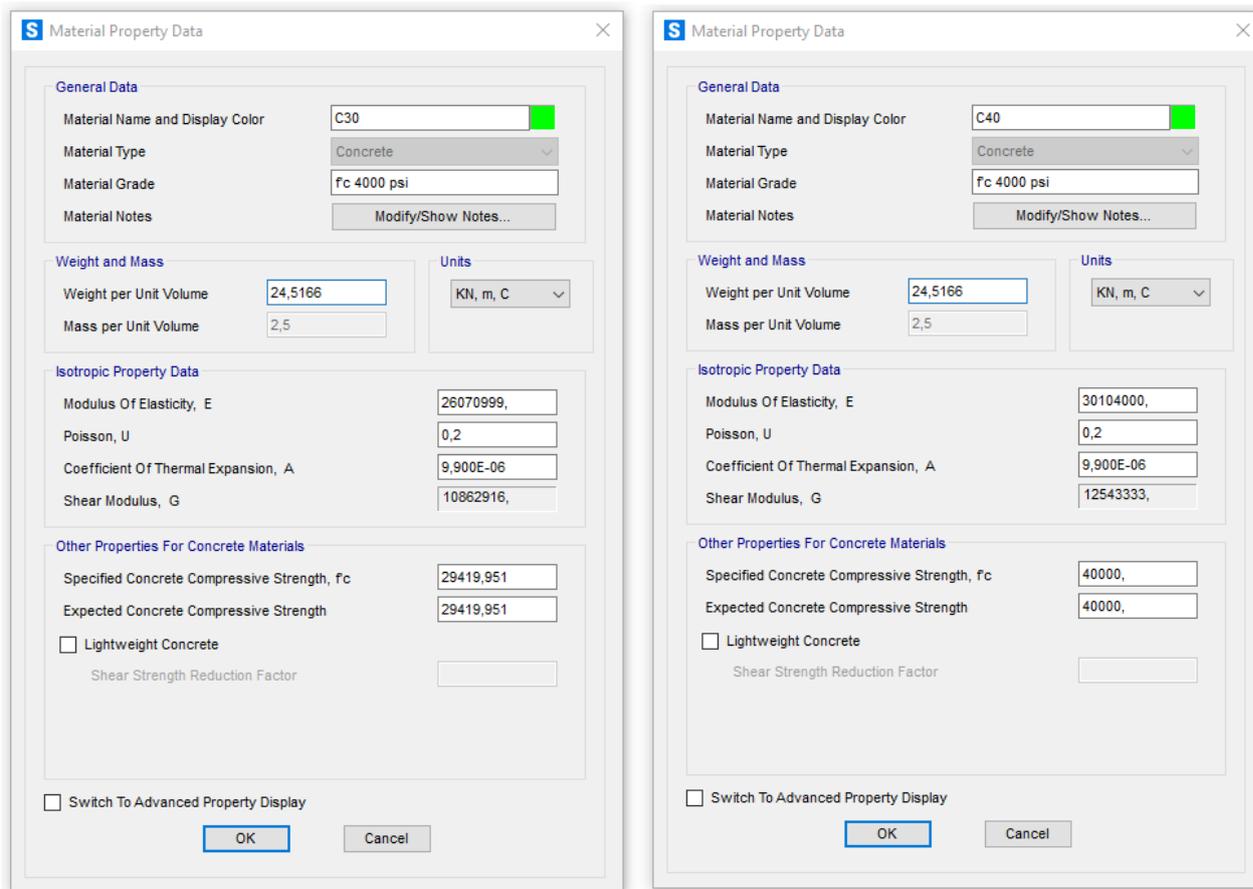


FIGURA 34 – SEÇÃO TRANSVERSAL DA TRANSVERSINA

### 7.3. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Os concretos adotados para os elementos estruturais foram:

- Classe C30, com resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ) 30 Mpa para blocos, pilares, encontros, travessas e;
- Classe C40, com resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ) 40 Mpa para vigas pré-moldadas, pré-lajes e laje do tabuleiro.



Property	C30 Value	C40 Value
Material Name and Display Color	C30	C40
Material Type	Concrete	Concrete
Material Grade	f <sub>c</sub> 4000 psi	f <sub>c</sub> 4000 psi
Weight per Unit Volume	24,5166	24,5166
Mass per Unit Volume	2,5	2,5
Modulus Of Elasticity, E	26070999,	30104000,
Poisson, U	0,2	0,2
Coefficient Of Thermal Expansion, A	9,900E-06	9,900E-06
Shear Modulus, G	10862916,	12543333,
Specified Concrete Compressive Strength, f <sub>c</sub>	29419,951	40000,
Expected Concrete Compressive Strength	29419,951	40000,

FIGURA 35 – CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO C30 E C40

#### 7.4. CARREGAMENTOS

A estrutura da ponte está submetida à diferentes tipologias de esforços provenientes de carregamentos estáticos, como o peso próprio das estruturas que compõe a OAE e de sobrecargas verticais e os efeitos ocasionados pelos carregamentos móveis sobre a laje da estrutura (veículos e pedestres).

São também consideradas ações ocasionadas por fenômenos naturais, tais como o vento atuante sobre a face longitudinal da ponte, a pressão hidrodinâmica da água aplicada sobre os pilares e os efeitos ocasionados pela variação de temperatura sobre a estrutura.

Para a definição dos carregamentos sobre a estrutura foram levadas em consideração as situações críticas dos casos de carga.

### 7.4.1. Carga permanente

#### 7.4.1.1. Peso próprio

O peso próprio das estruturas é considerado automaticamente pelo software, a partir dos dados de entrada dos materiais e das seções.

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>

#### 7.4.1.2. Revestimento de concreto

A carga proveniente do revestimento de concreto foi considerada conforme as especificações do item 5.1.2 e aplicada no modelo de cálculo na área das lajes.

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>
- Espessura do pavimento: 8 cm
- Carregamento:  $2,5 \times 0,08 = 0,2 \text{ tf/m}^2$

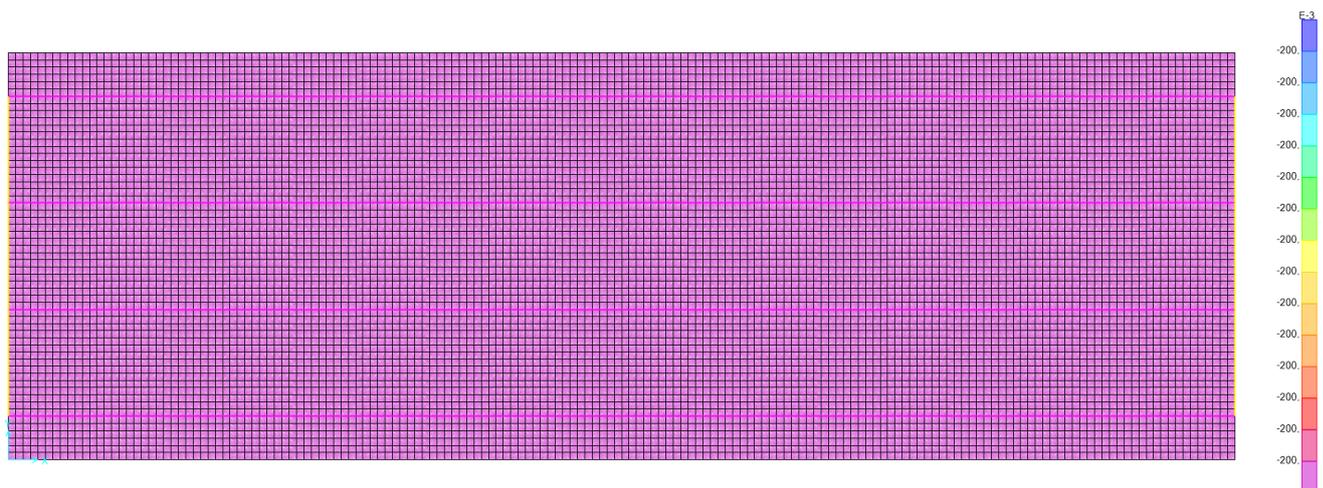
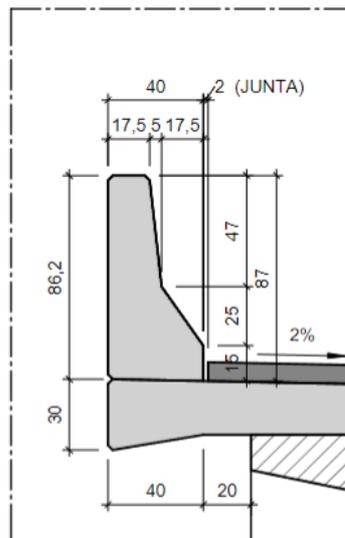


FIGURA 36 – CARREGAMENTO REVESTIMENTO DE CONCRETO (tf/m<sup>2</sup>)

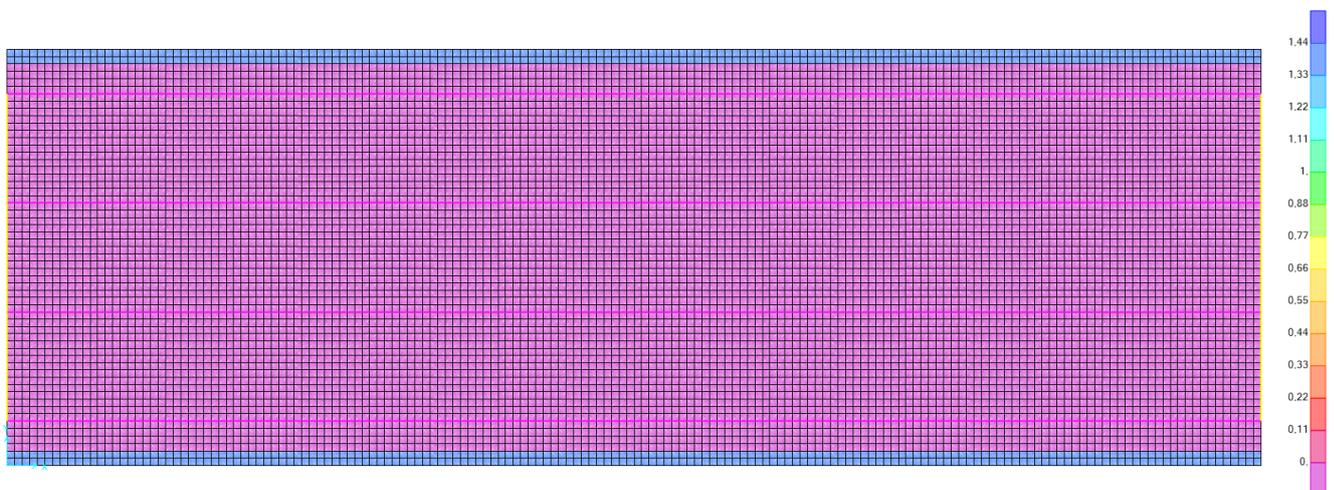
#### 7.4.1.3. Guarda-Rodas

A carga proveniente do guarda-rodas foi considerada conforme as especificações do item 5.1.3 e aplicada na área das lajes, no local onde serão instalados os guarda-rodas.

Abaixo segue uma imagem da seção transversal do guarda-rodas.


 FIGURA 37 – DETALHE GUARDA-RODAS (tf/m<sup>2</sup>)

- Peso específico do concreto armado: 2,5 tf/m<sup>3</sup>
- Área da seção transversal do guarda-rodas: 0,23 m<sup>2</sup>
- Carregamento: 2,5 x 0,23 = 0,575 tf/m


 FIGURA 38 – CARREGAMENTO GUARDA-RODAS (tf/m<sup>2</sup>)

## 7.4.2. Sobrecarga

### 7.4.2.1. Trem tipo

A carga do trem tipo foi considerada de acordo com as cargas do caminhão de projeto TB-45, como especificado no item 5.2.1 A imagem abaixo mostra a definição do veículo no SAP2000. Foi considerado a carga do veículo sobre as longarinas. Na carga do veículo foi reduzido o valor do carregamento referente a carga de multidão.

- Área do veículo: 18 m<sup>2</sup>
- Sobrecarga de multidão: 0,5 tf/m<sup>2</sup>
- Veículo com a carga reduzida: 45 – 9 =36 tf

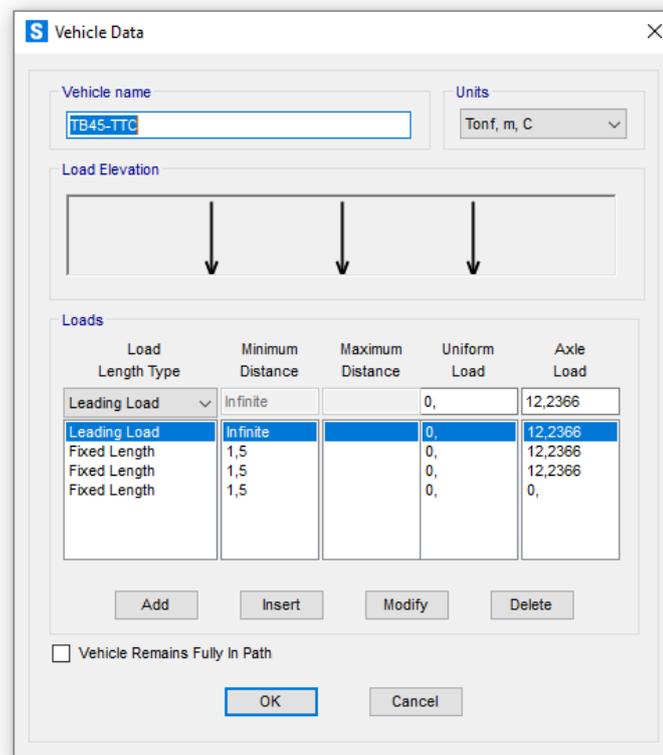


FIGURA 39 – DEFINIÇÃO DAS CARGAS DO TREM TIPO

Para a combinação do trem-tipo aplicado nas vigas longarinas, foi considerado a sobrecarga de multidão sobre toda a extensão da laje do tabuleiro.

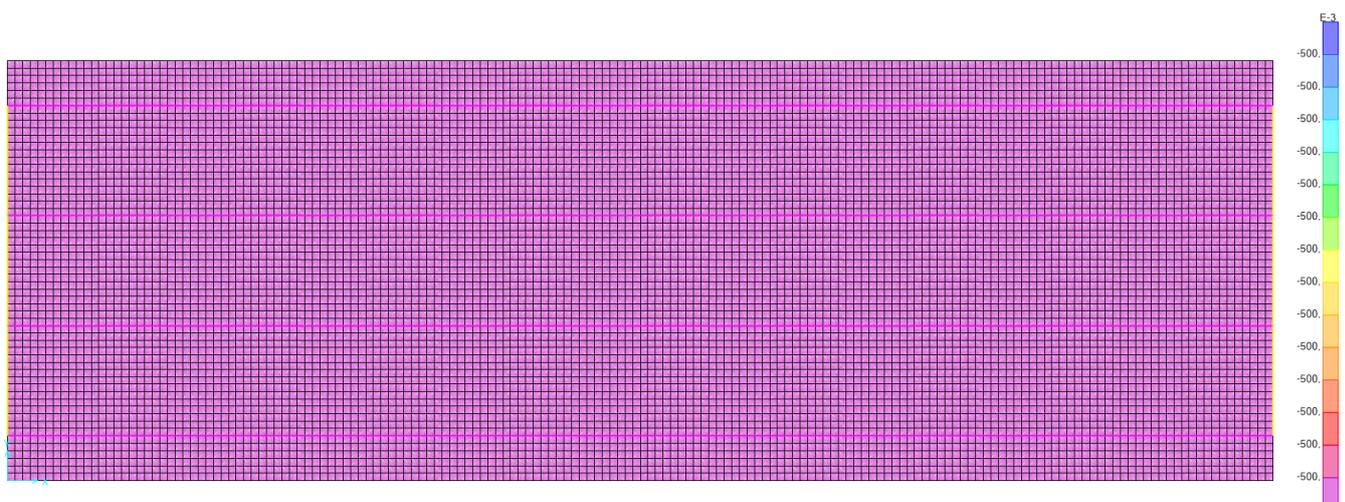


FIGURA 40 – SOBRECARGA DE MULTIDÃO EM TODA A LAJE (tf/m<sup>2</sup>)

No modelo de cálculo foi considerado também a carga do veículo TB-45 e a carga de multidão, aplicada sobre as áreas nas posições críticas para o dimensionamento, conforme as imagens abaixo.

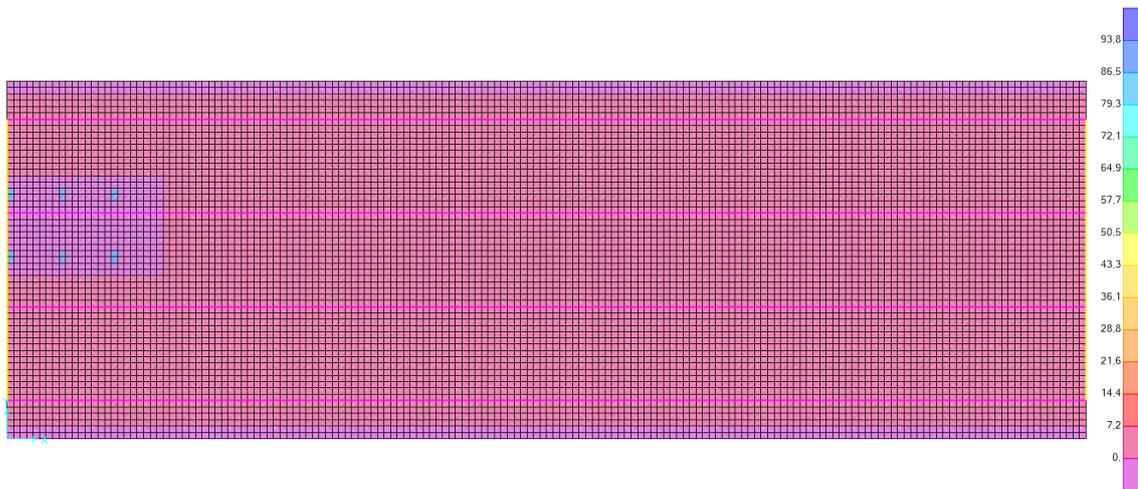


FIGURA 41 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 01 (tf/m<sup>2</sup>)

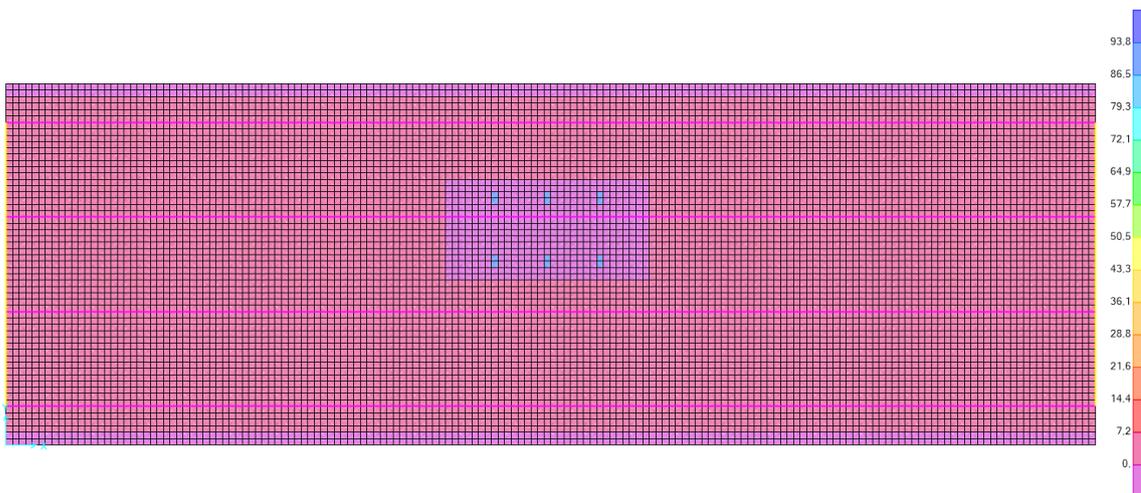


FIGURA 42 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 02 (tf/m<sup>2</sup>)

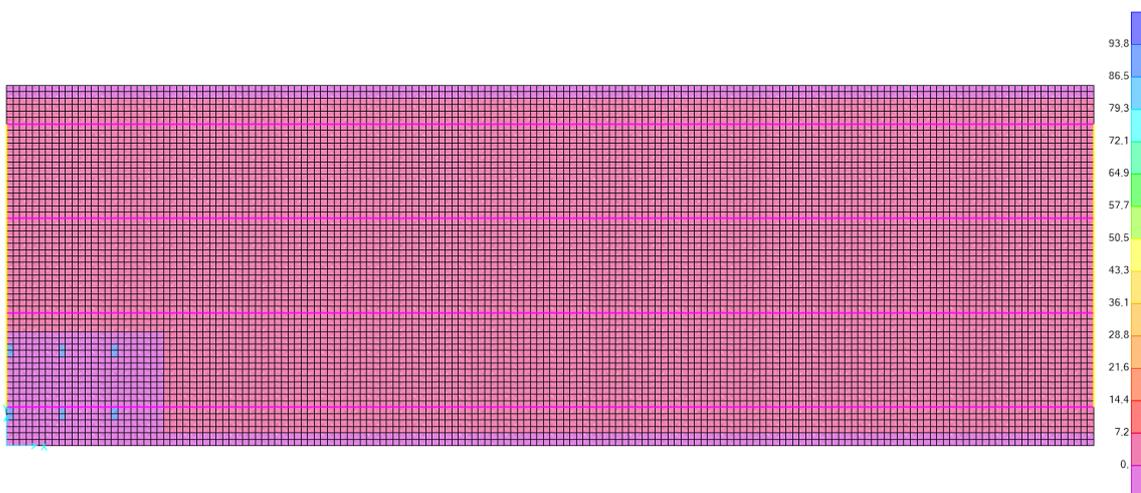


FIGURA 43 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 03 (tf/m<sup>2</sup>)

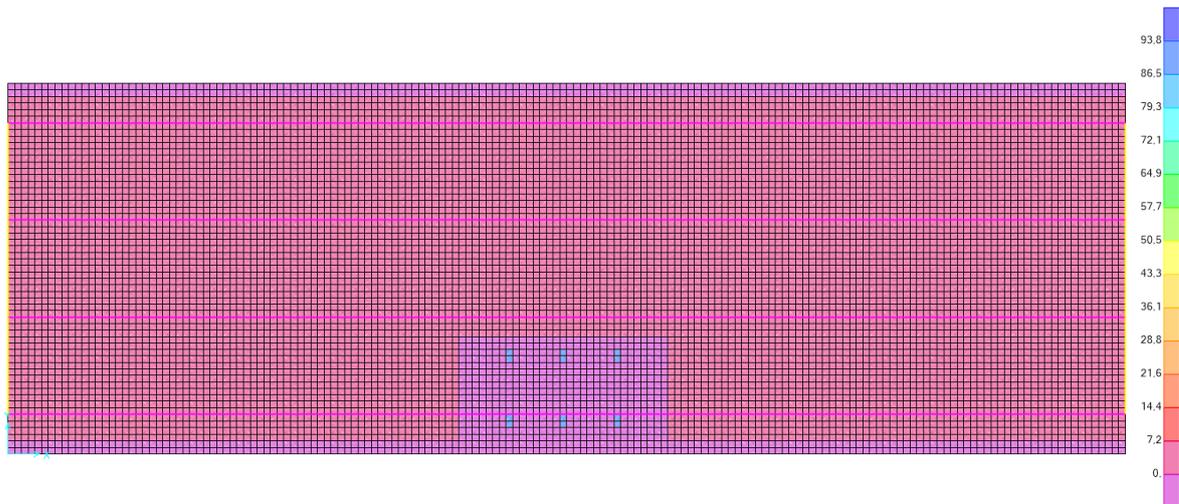


FIGURA 44 – CARGAS DO VEÍCULO NO TABULEIRO – POSIÇÃO 04 (tf/m<sup>2</sup>)

Os coeficientes de ponderação do efeito das ações dinâmicas, foram considerados de acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), conforme o item 5.2.2.

- **Coeficiente de impacto vertical – CIV:**

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0m

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{33,20 + 50} \right) = 1,25$$

- Liv = 33,20

- **Coeficiente de número de faixas – CNF**

$$CNF = 1 - 0,05 \cdot (2 - 2) = 1,0$$

- n = 2

#### 7.4.2.2. Frenagem

As forças de frenagem e aceleração dos veículos em movimento sobre o tabuleiro da ponte são consideradas na estrutura conforme as especificações do item 5.2.2 e aplicada na área das lajes, nas posições indicadas nas imagens abaixo.

- $H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF = 0,25 \times 11,10 \times 34,60 \times 1,0 = 96 \text{ kN}$
- B = 11,10 m
- L = 34,60 m
- $CNF = 1,0$

Segundo a norma NBR 7188, as forças de frenagem devem ser maiores que 135 kN ( $H_f \geq 135$  kN).

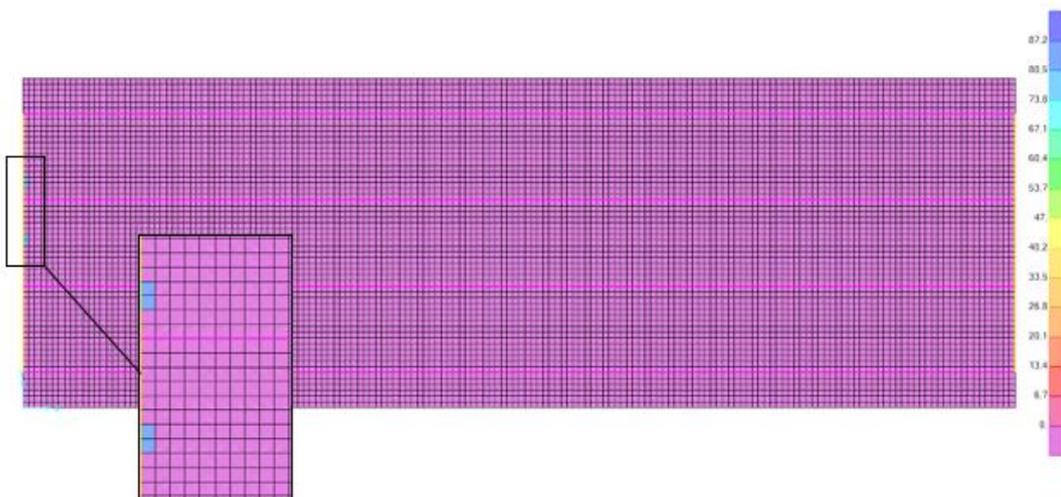


FIGURA 45 – FRENAGEM – POSIÇÃO 01 (tf/m<sup>2</sup>)

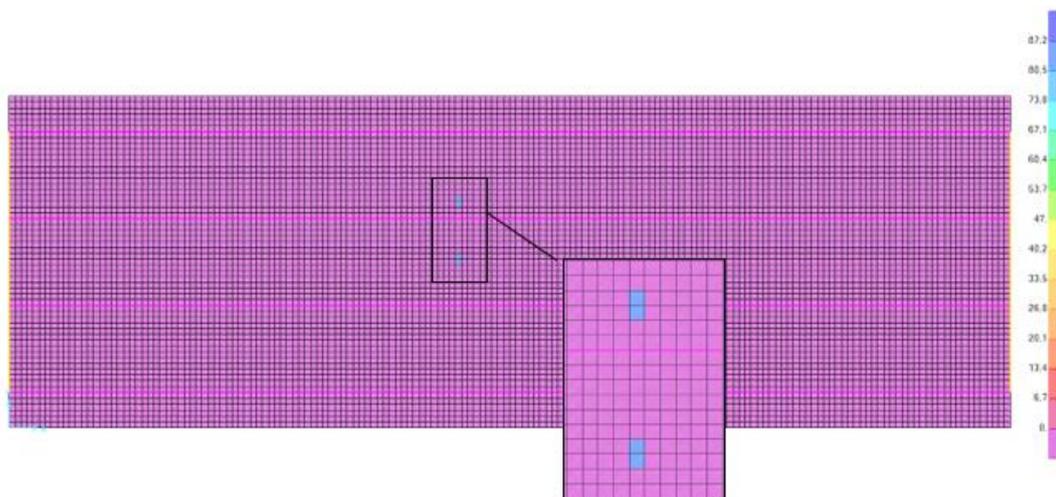


FIGURA 46 – FRENAGEM – POSIÇÃO 02 (tf/m<sup>2</sup>)

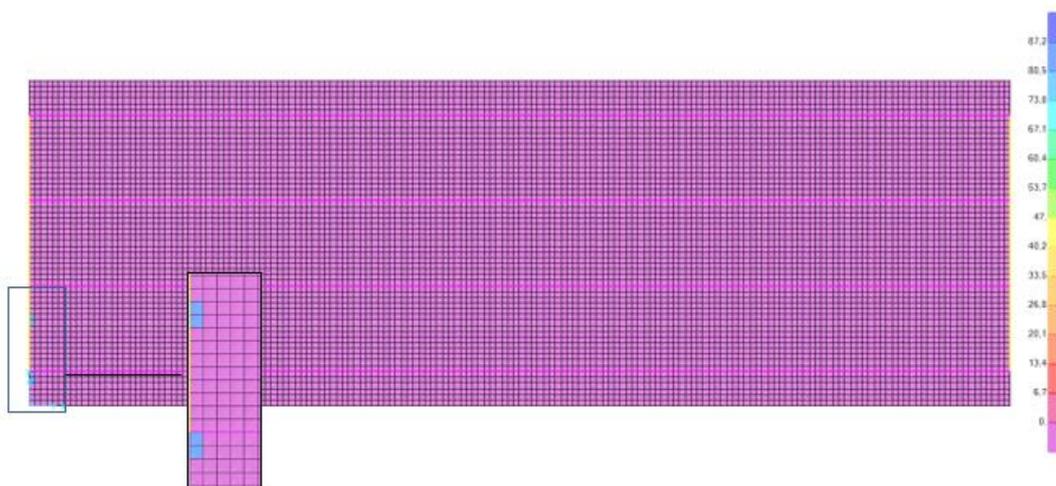


FIGURA 47 – FRENAGEM – POSIÇÃO 03 (tf/m<sup>2</sup>)

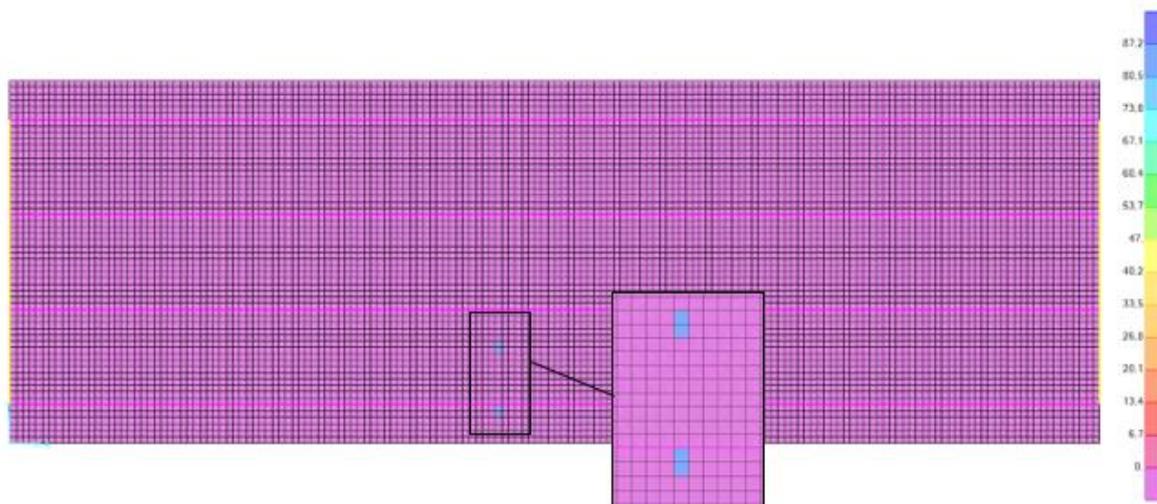


FIGURA 48 – FRENAGEM – POSIÇÃO 04 (tf/m<sup>2</sup>)

#### 7.4.3. Vento

A carga do vento atuante sobre a estrutura foi considerada conforme as especificações do item 5.3 e aplicada nas lajes como carga pontual.

Para as cargas de vento, os dados e os parâmetros considerados para o cálculo da pressão de obstrução, estão de acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 1988). Seguem abaixo os valores adotados.

- $V_0 = 42$  m/s (Velocidade básica do vento – Local: Campo Mourão / Guarapuava - Paraná);
- Fator  $S_1$ : Terreno plano –  $S_1 = 1,0$  (plano);
- Fator  $S_2$ : Categoria III – Classe B –  $S_2 = 0,85$ ;
- Fator  $S_3$ : Grupo 1 –  $S_3 = 1,10$ .

Considerando os parâmetros citados acima, temos os seguintes resultados para a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e para a pressão de obstrução ( $q$ )

Aplicando os fatores citados acima, a velocidade característica do vento ( $V_k$ ) e a pressão dinâmica do vento ( $q$ ) são:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 42 \times 1,0 \times 0,85 \times 1,10 = 39,3$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \times 39,3^2 = 946,8 \text{ N/m}^2$$

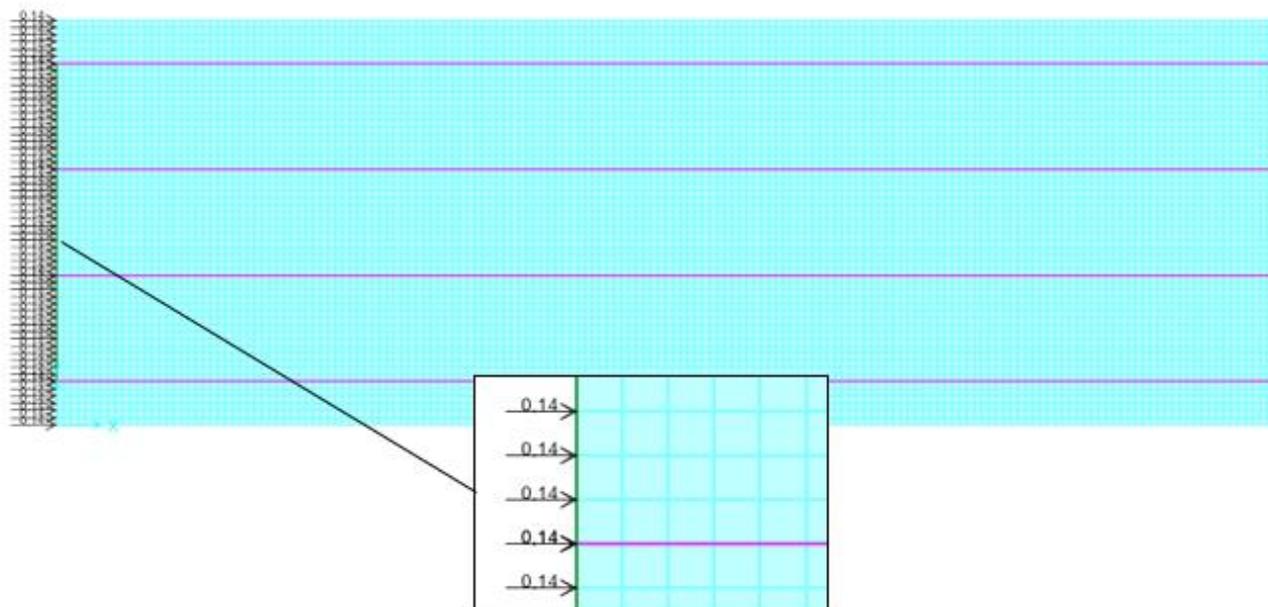


FIGURA 49 – CARGA DO VENTO NA DIREÇÃO DO EIXO X (tf)

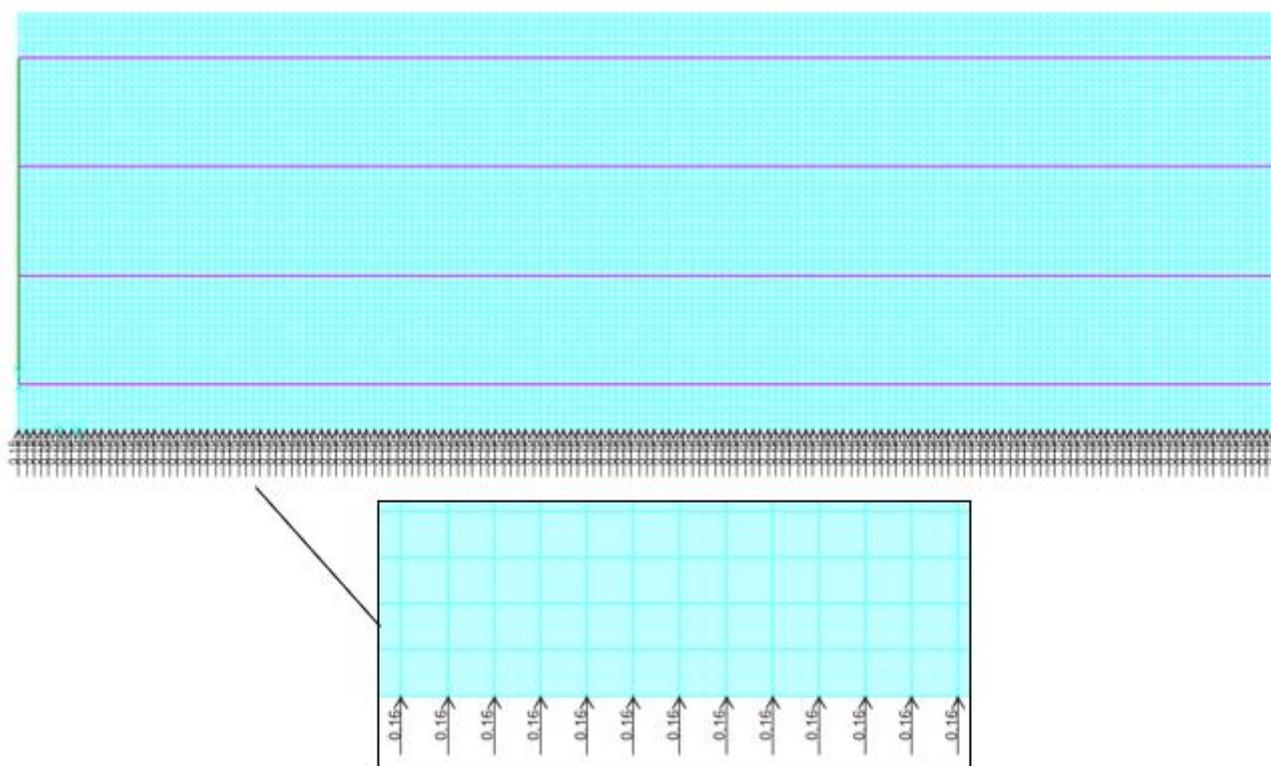


FIGURA 50 – CARGA DO VENTO NA DIREÇÃO DO EIXO Y (tf)

#### 7.4.4. Temperatura

As variações de temperatura foram aplicadas conforme especificações do item 5.4. Foi considerado a carga de temperatura nos “frames” (longarinas e travessas) e “shell” (lajes), com uma variação térmica de  $\pm 10$  °C.



FIGURA 51 – TEMPERATURA POSITIVA - LAJES (tf/m<sup>2</sup>)

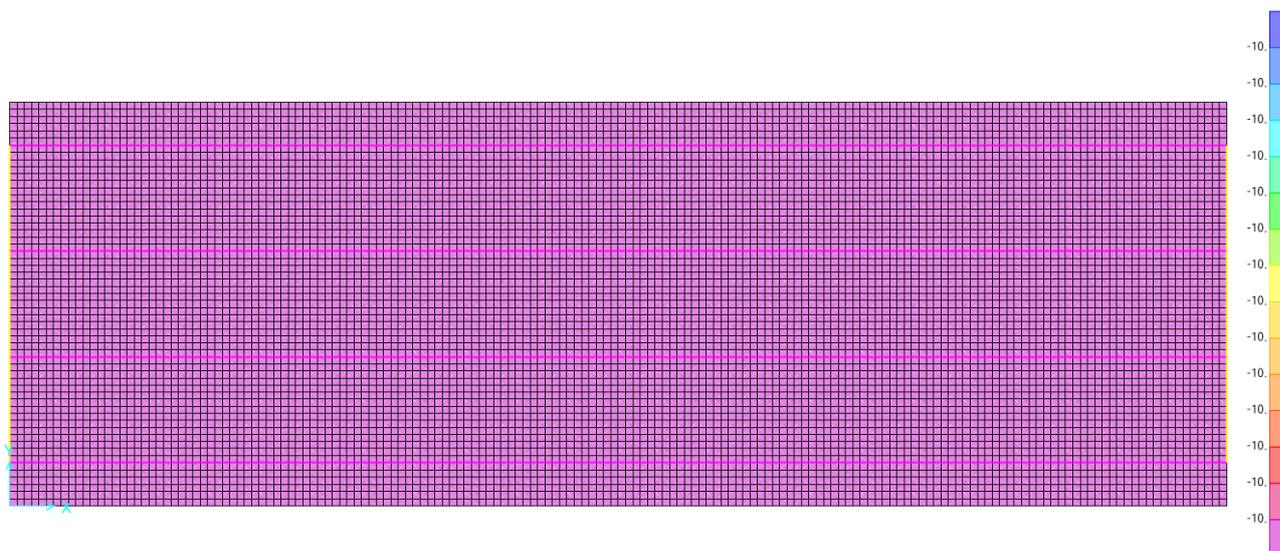


FIGURA 52 – TEMPERATURA NEGATIVA - LAJES (tf/m<sup>2</sup>)

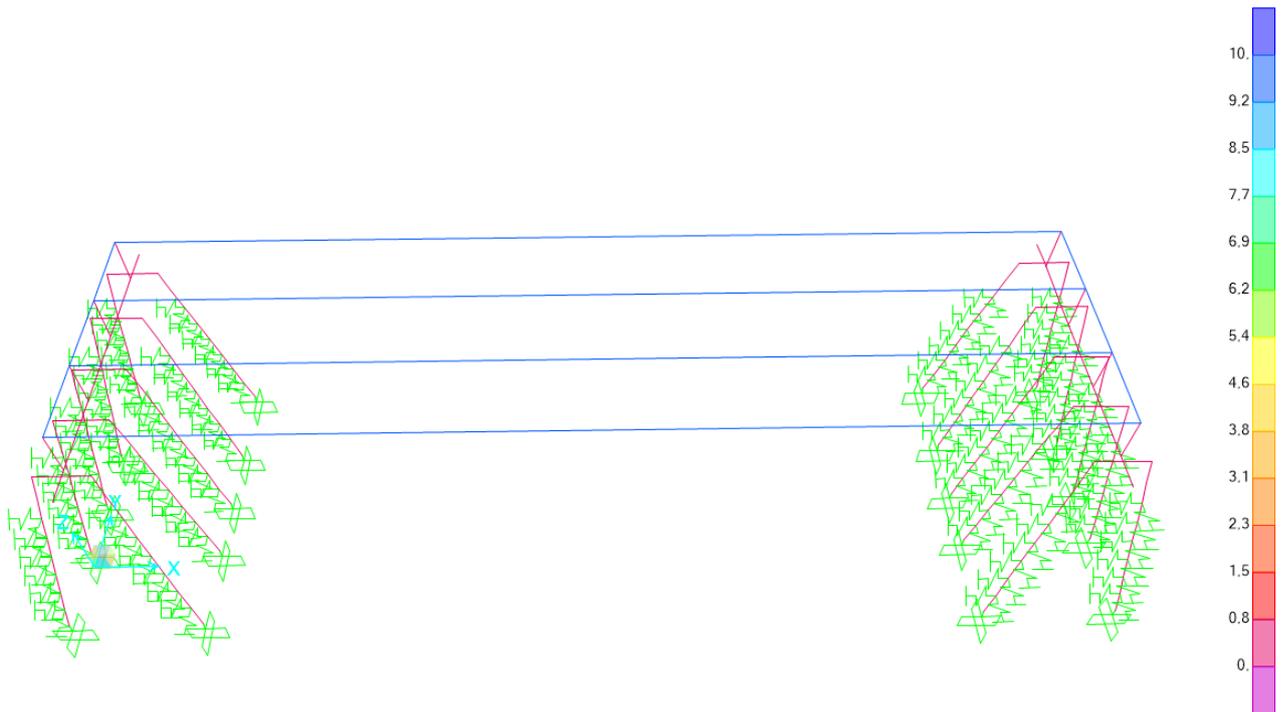


FIGURA 53 – TEMPERATURA POSITIVA - VIGAS ( $\text{tf/m}^2$ )

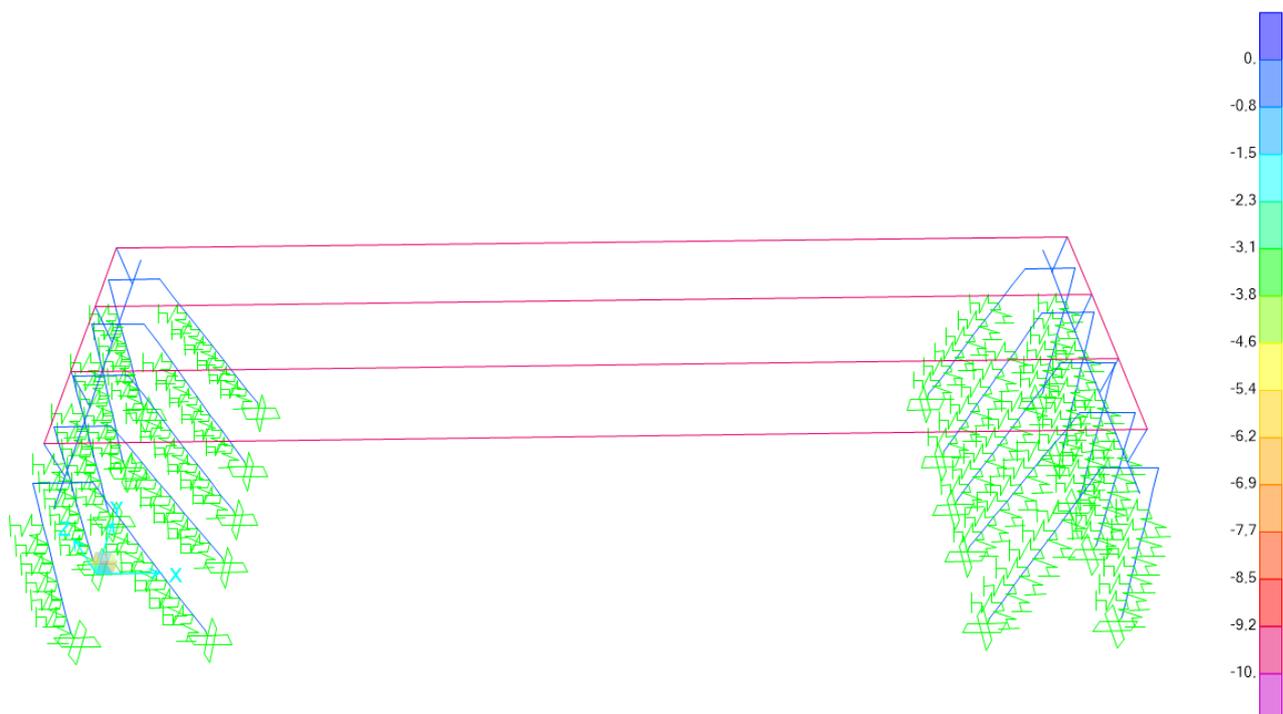


FIGURA 54 – TEMPERATURA NEGATIVA - VIGAS ( $\text{tf/m}^2$ )

#### 7.4.5. Empuxo do solo

As cargas de empuxo do solo foram aplicadas sobre a estrutura nos encontros dos eixos 1 e 2. Os parâmetros foram adotados conforme item 5.5 e conforme os valores mostrados abaixo.

- Peso específico do solo:  $\gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3$
- Ângulo de atrito =  $30^\circ$
- Coeficiente de empuxo ativo:  $K_a = 0,333$

As cargas de empuxo atuantes nas alas de concreto foram aplicadas nas vigas travessas.

- Altura total do empuxo (ala + travessa) = 5,0 m
- $E_a = 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot h^2 = 1/2 \times 0,33 \times 5^2 = 4,125 \text{ tf/m}$

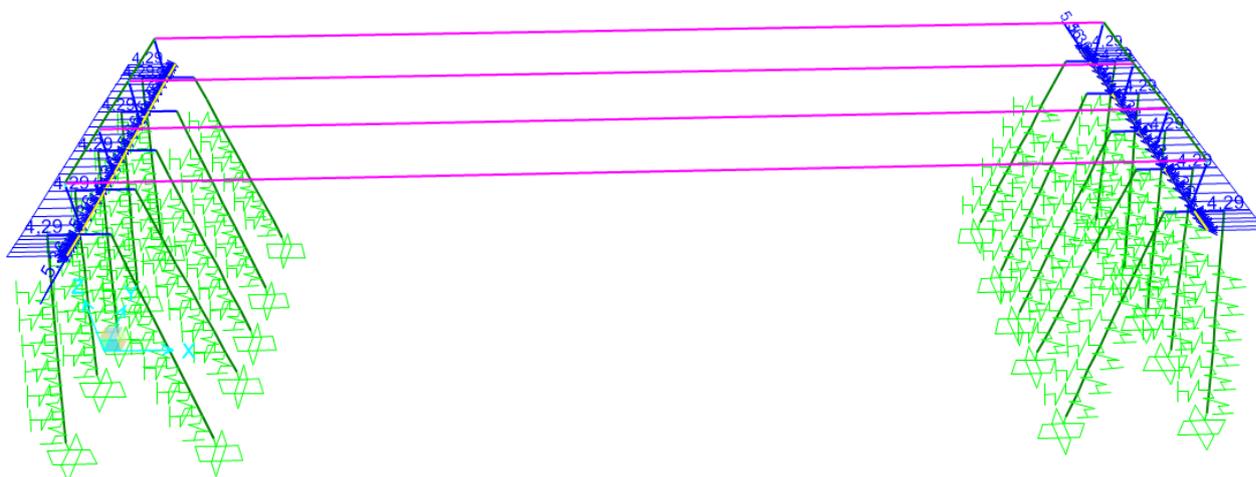


FIGURA 55 – EMPUXO DO SOLO NAS TRAVESSAS (tf/m)

#### 7.5. ESFORÇOS

Para a obtenção dos esforços máximos atuantes na estrutura, foi gerado uma combinação envoltória de todas as combinações de carregamentos. Os valores dos esforços máximos apresentados abaixo, são todos referentes a combinação envoltória.

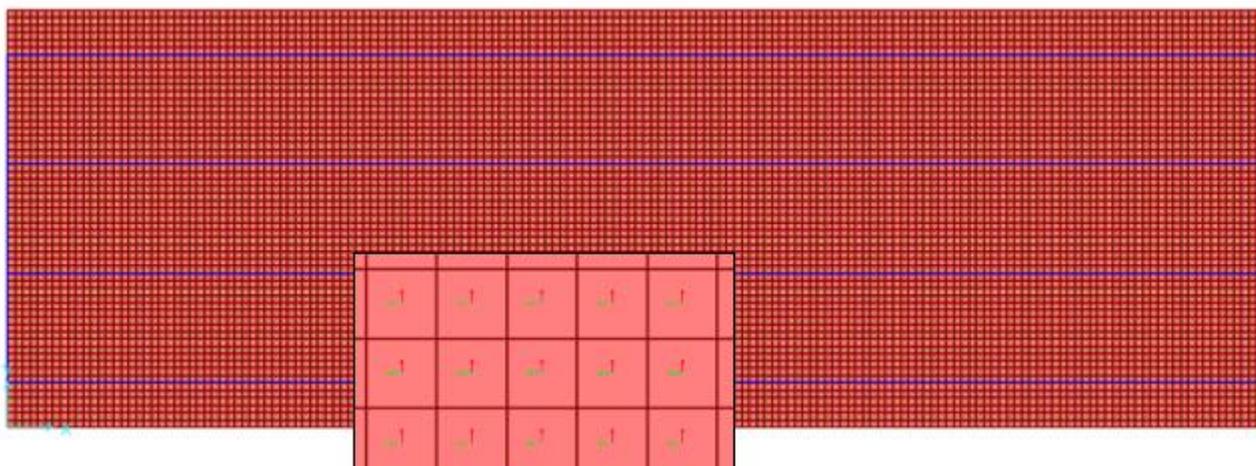


FIGURA 56 – EIXOS LOCAIS – MODELO DE CÁLCULO

**Legenda:** Eixo 1: vermelho / Eixo 2: verde / Eixo 3: ciano

Seguem abaixo os diagramas dos esforços máximos encontrados na estrutura, para a combinação envoltória.

### 7.5.1. Laje

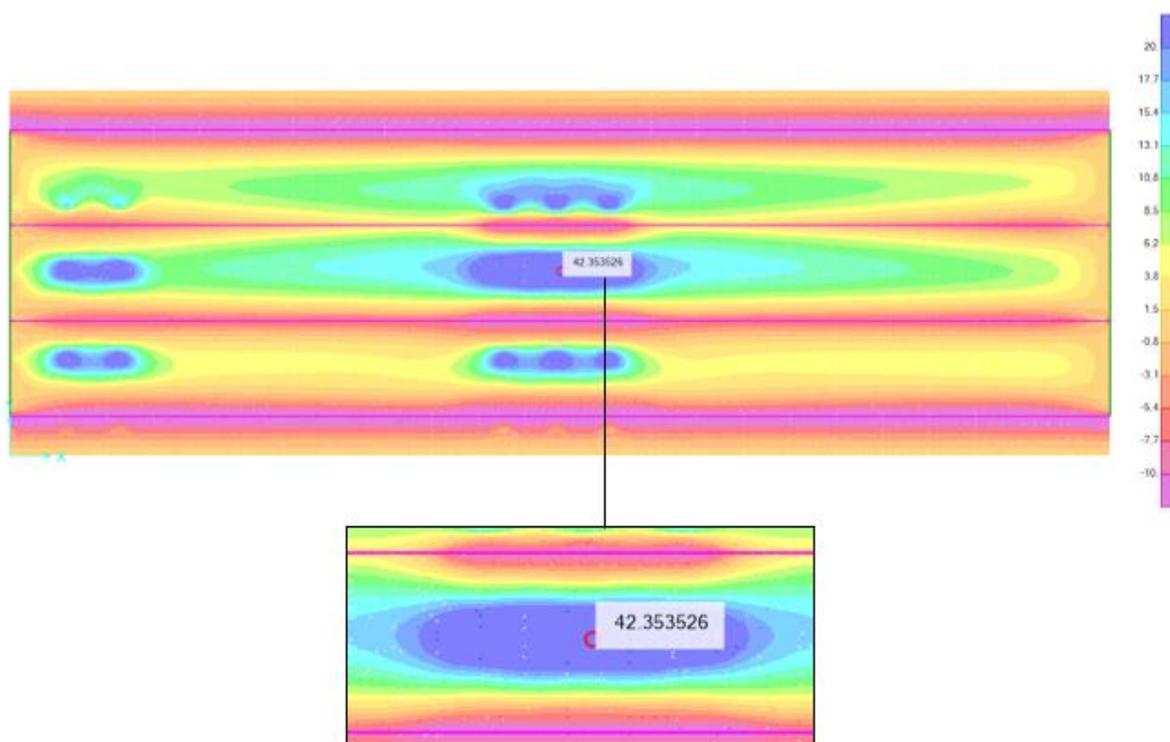


Figura 57 – MOMENTO M11+ (kN.m/m)

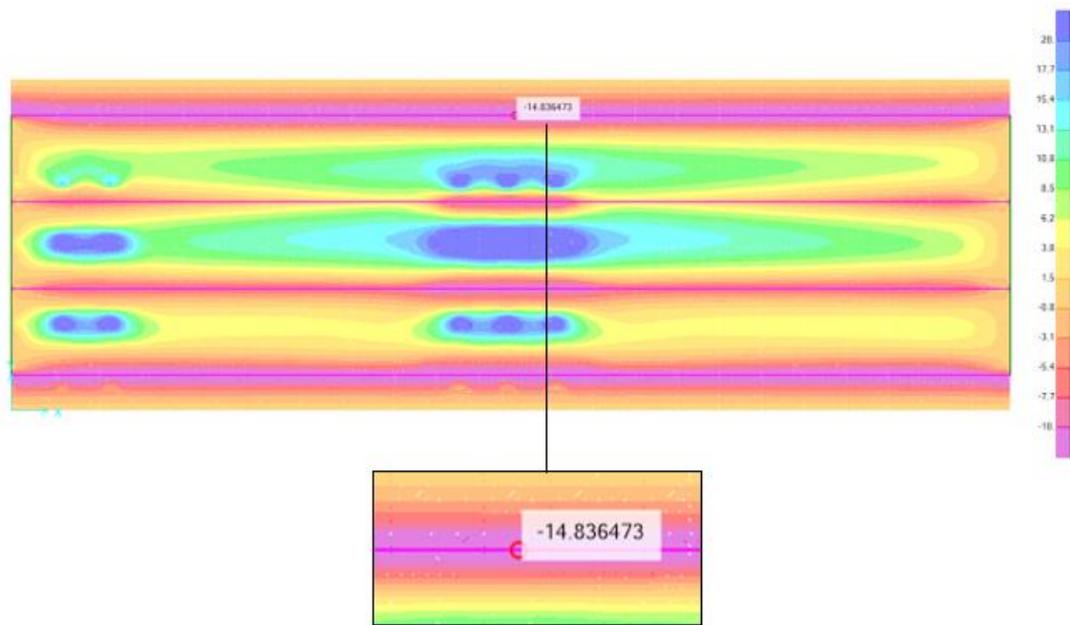


FIGURA 58 – MOMENTO M11- (kN.m/m)

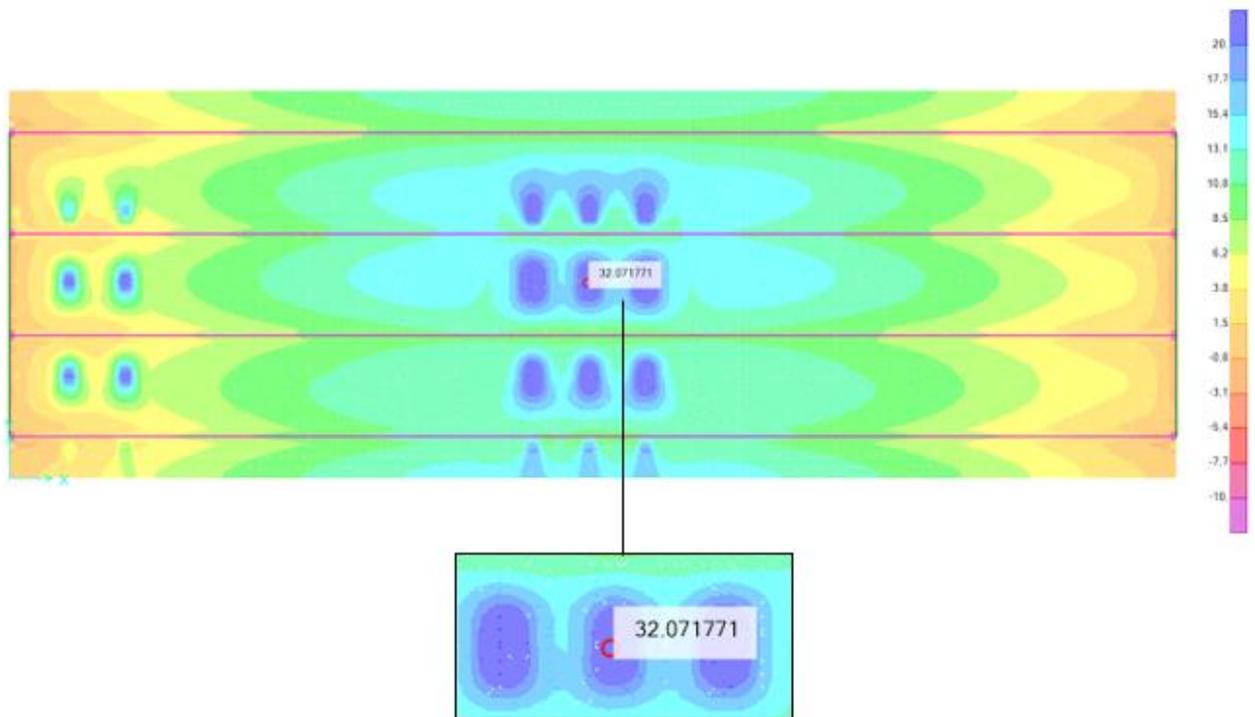


FIGURA 59 – MOMENTO M22+ (kN.m/m)

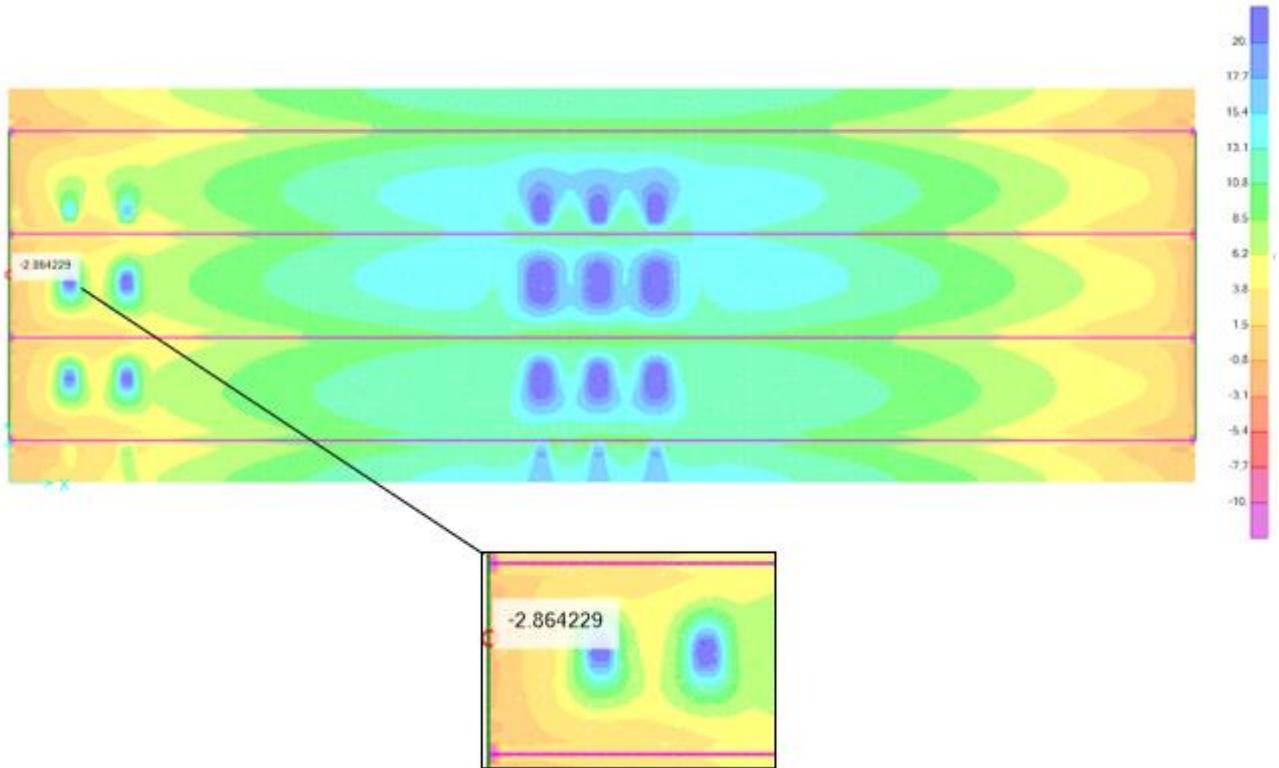


FIGURA 60 – MOMENTO M22- (kN.m/m)

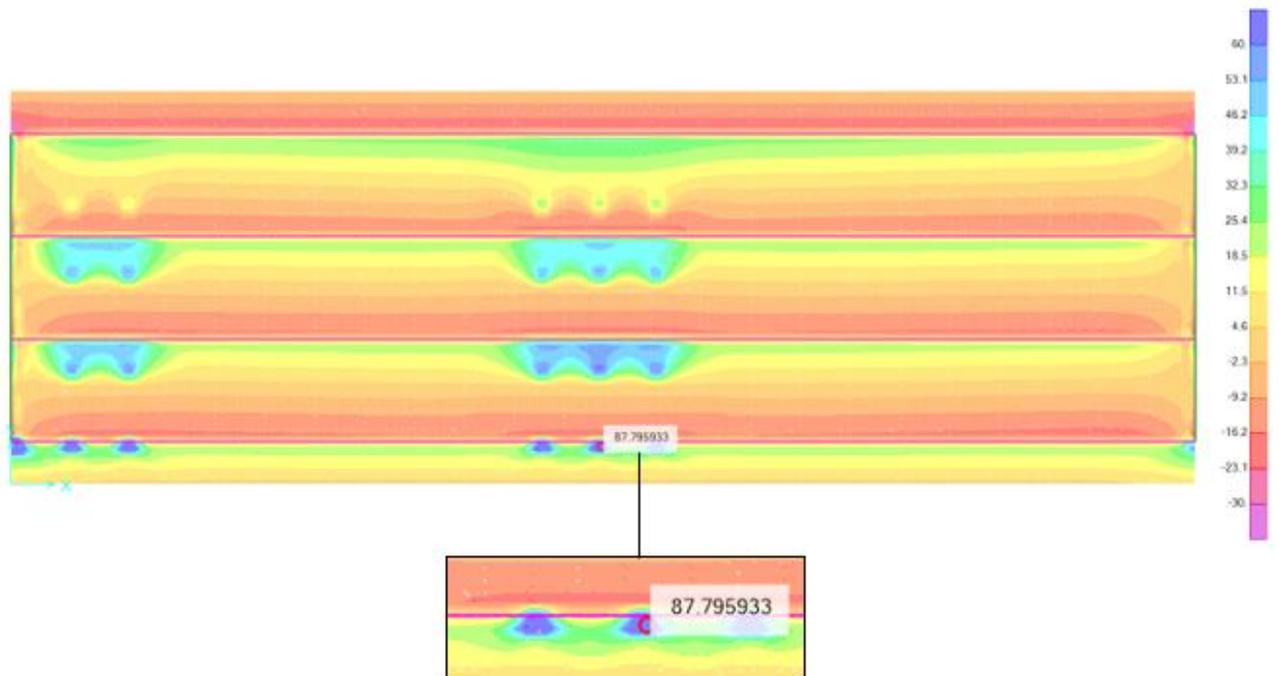


FIGURA 61 – CORTANTE V13 (kN/m)

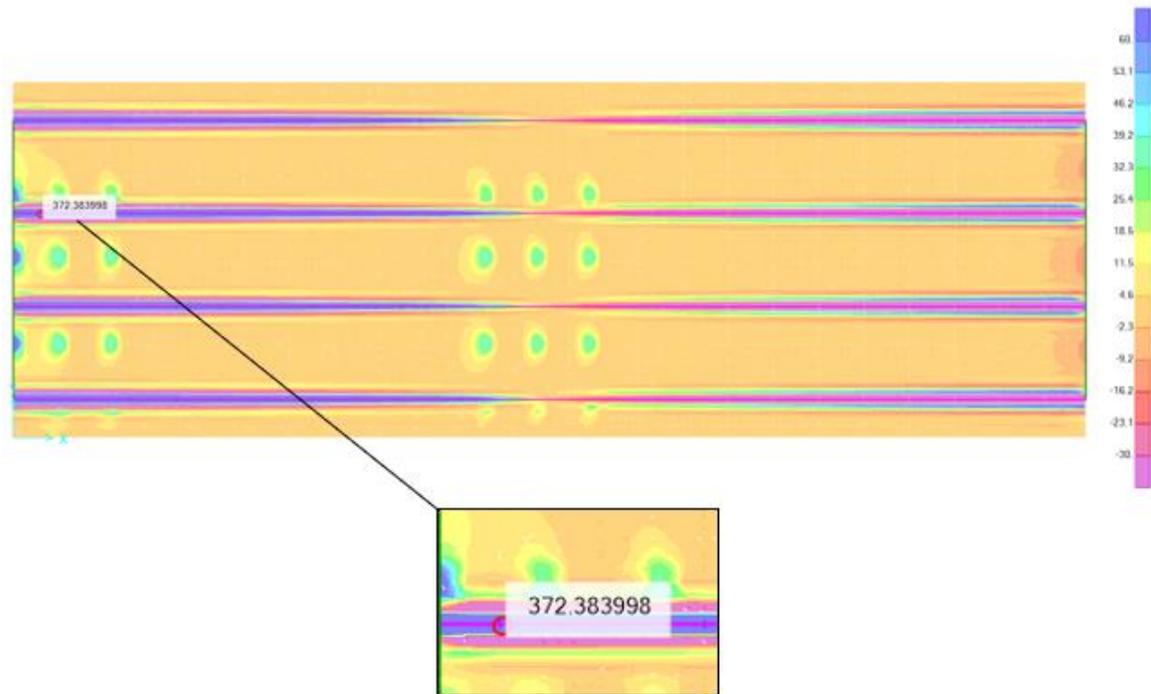
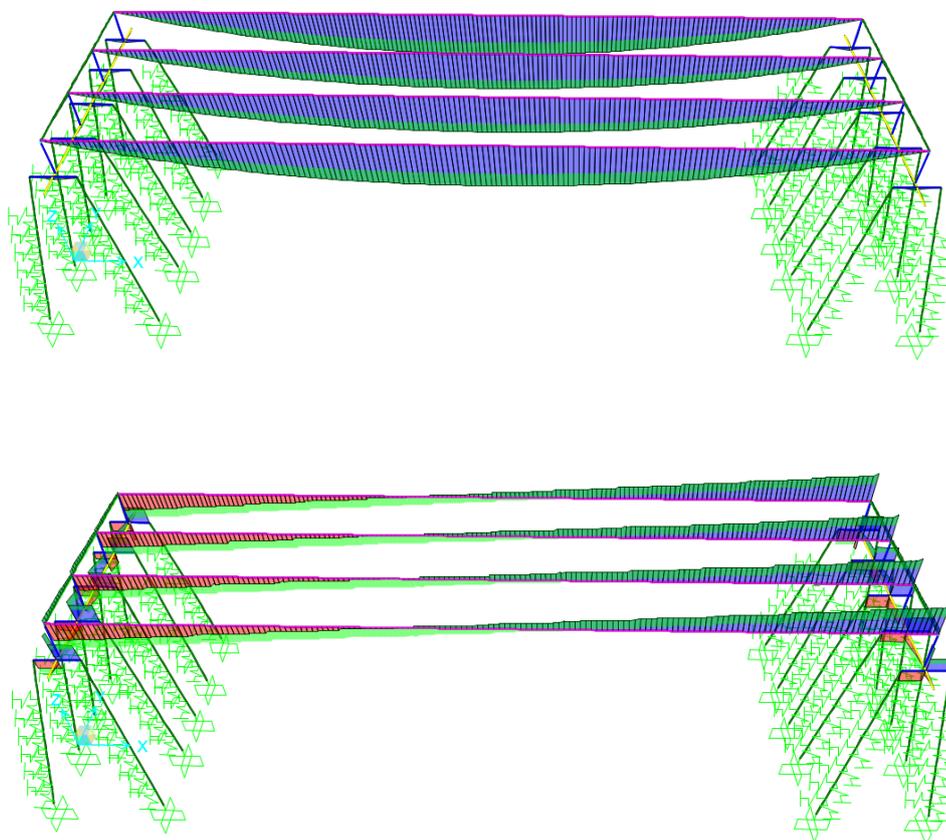


FIGURA 62 – CORTANTE V23 (kN/m)

### 7.5.2. Longarina



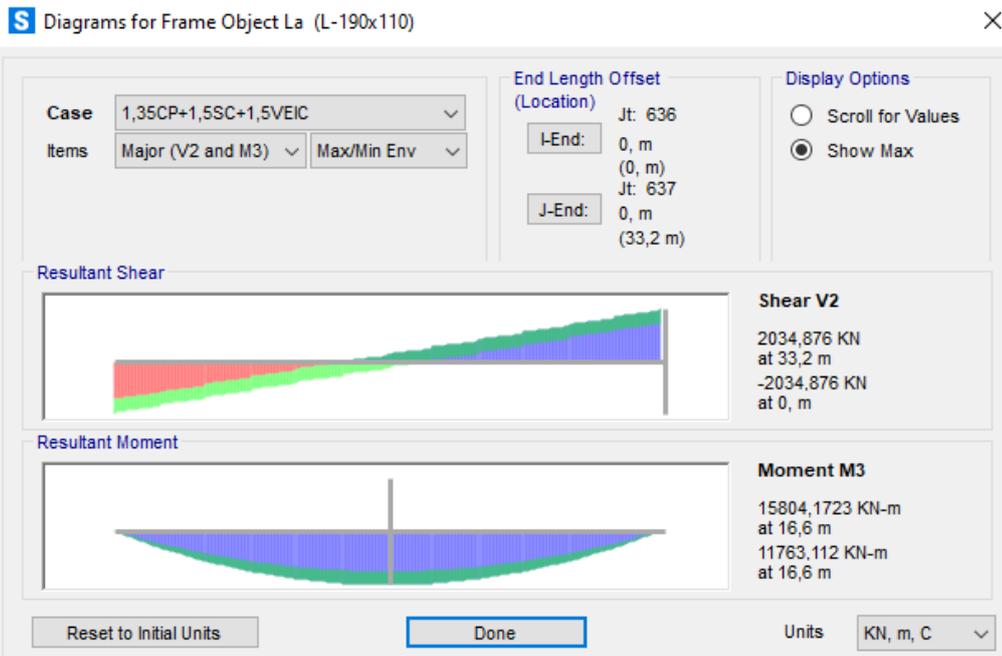
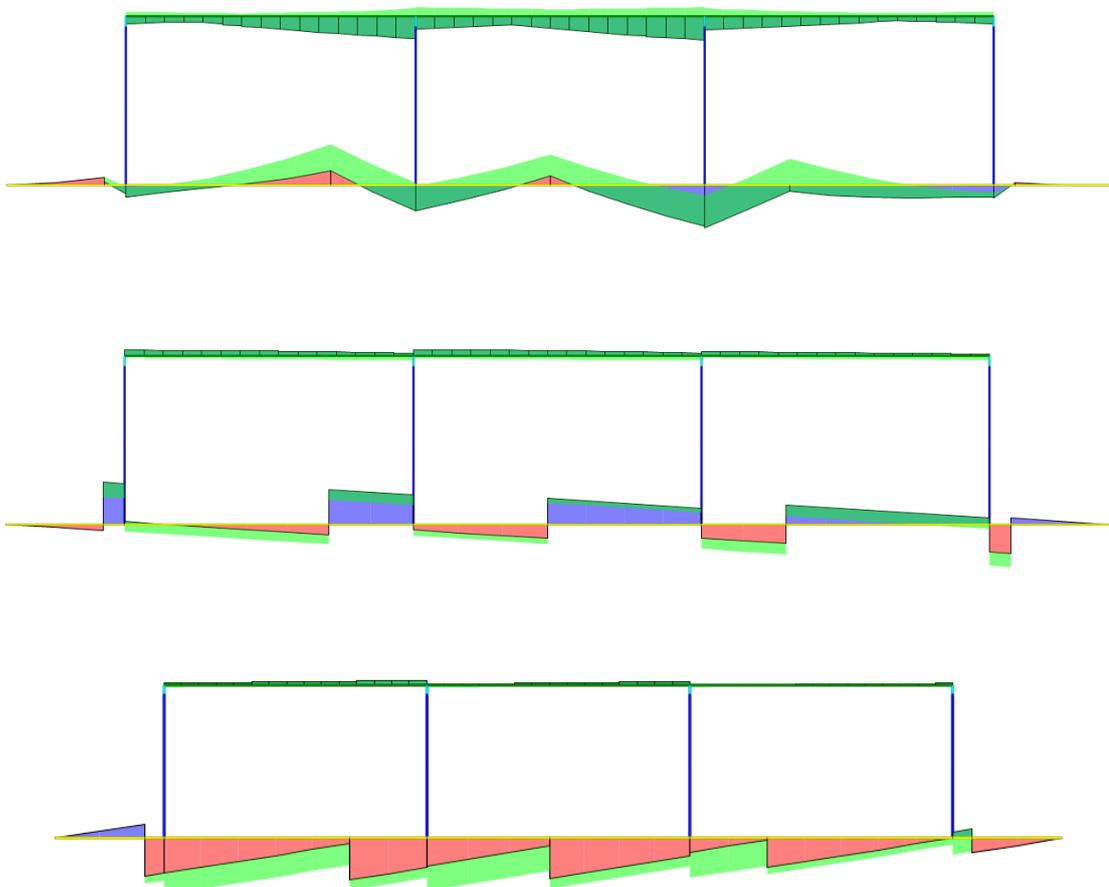


FIGURA 63 – MOMENTO M33 E CORTANTE V22 (kN.m)

### 7.5.3. Viga travessa - Encontros



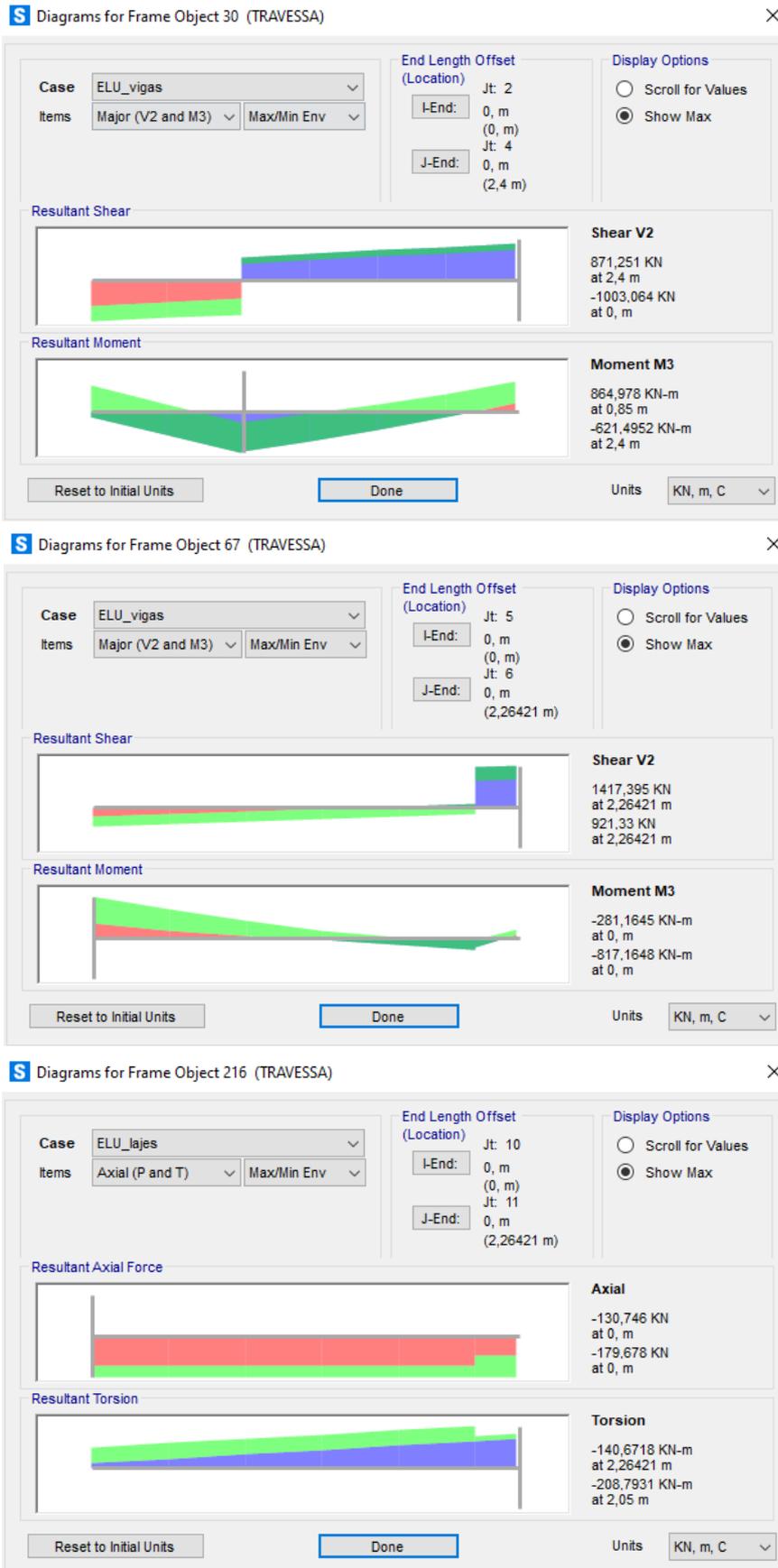


FIGURA 64 – MOMENTO M33 (kN.m), CORTANTE V22 (kN) E TORSOR (kN.m)

7.5.4. Estacas

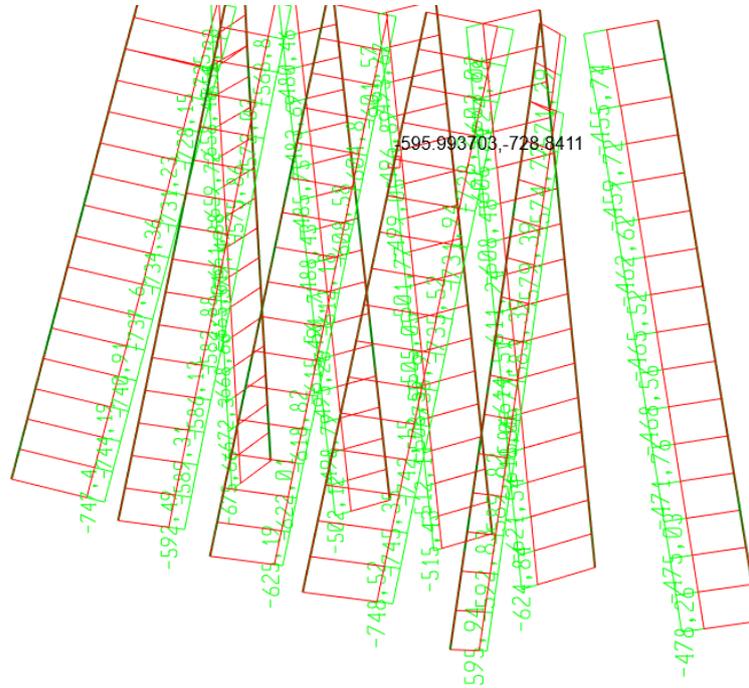


FIGURA 65 – ESFORÇO AXIAL (kN)

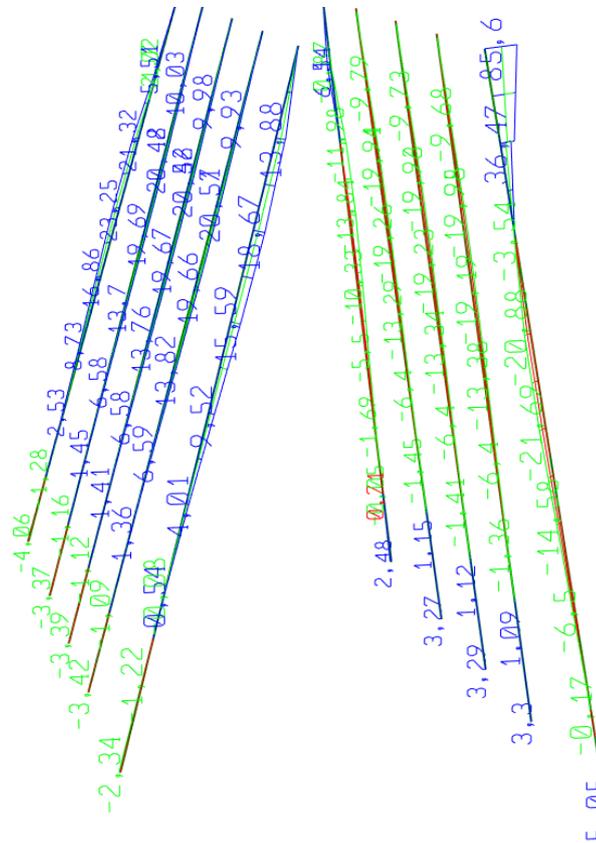


FIGURA 66 – MOMENTO M22 (kN.m)

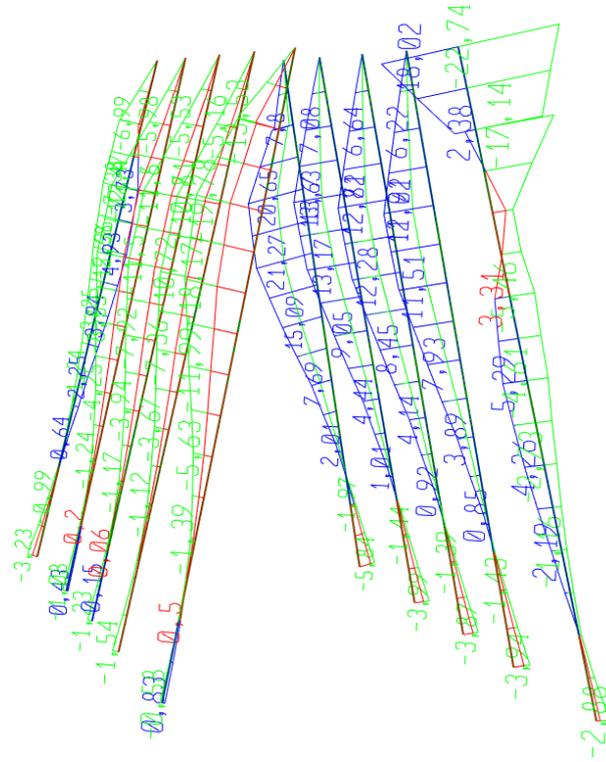


FIGURA 67 – MOMENTO M33 (kN.m)

## 8. RESULTADOS

### 8.1. INFRAESTRUTURA

O dimensionamento das armaduras foi realizado conforme a norma NBR 6118, considerando as situações mais desfavoráveis de carregamentos atuantes na estrutura.

#### 8.1.1. Estacas

- Capacidade de carga: Sondagem SM-101 - Eixo 01

<b>Método: Cabral Antunes (2000)</b>		
Coefficiente de correlação ( $\beta_p$ ) - Tabela 05	0,1	
Resistência a compressão simples ( $\sigma_c$ ) - Tabela 06	100	MPa
Resistência a compressão do concreto ( $F_{ck}$ )	20	MPa
Resistência unitário de ponta ( $\sigma_{p1}$ )	10,000	MPa
Resistência unitário de ponta ( $\sigma_{p2}$ )	8,000	MPa
Resistência unitária de atrito lateral ( $\sigma_{r1}$ )	1,333	MPa
Resistência unitária de atrito lateral ( $\sigma_{r2}$ )	0,350	MPa
<b>CAPACIDADE DE CARGA - ESTACAS ESCAVADAS EM ROCHA</b>		
Carga de Trabalho (CT)	840	kN
Carga de Ruptura (QR)	1.680	kN
Diâmetro da Perfuração ( $\emptyset$ )	31	cm
Comprimento da Perfuração ( $L_e$ )	650	cm
Considerar Resistência de Ponta	Sim	
Resistência de Ponta ( $R_p$ )	604	kN
Resistência de Lateral ( $R_l$ )	2.216	kN
Resistência Total ( $R_t$ )	2.819	kN
<b>VERIFICAÇÃO DO COMPRIMENTO MÍNIMO DA ESCAVAÇÃO</b>		
Nível de Confiança e Qualidade da Rocha:		
PROBLEMAS COM RELAÇÃO A LIMPEZA E QUALIDADE DA ROCHA DE APOIO		
Comprimento mínimo de perfuração ( $L_{min}$ )	124	cm
Comprimento calculado ( $L_e$ )	650	cm
Verificação $L_{min} \leq L_e$		
<b>COMPRIMENTO ADEQUADO – <math>L_{min} \leq L_e</math></b>		

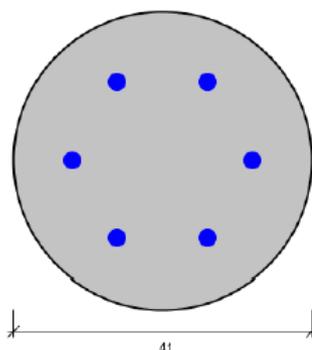
- Armadura longitudinal

---

**PILAR P1: Dados Gerais**


---

Seção Transversal:



**Armação:** 6 $\phi$ 25 mm ( $A_s = 29.45 \text{ cm}^2$ )

**Propriedade seção bruta de concreto:**

Área:  $A_c = 1320 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade:  $x_{cg} = 20.5 \text{ cm}$

$y_{cg} = 20.5 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg:  $I_x = 138709 \text{ cm}^4$

$I_y = 138709 \text{ cm}^4$

**Taxa de armadura:**  $\rho_s = 2.23 \%$

**Materiais:** Concreto  $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$

Aço  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

**Tipo de vinculação:** Pilar Biapoiado

**Comprimento:**  $L = 600 \text{ cm}$

**Índice de Esbeltez:**  $\lambda_x = 59$

$\lambda_y = 59$

---

**PILAR P1: Dados Armadura**


---

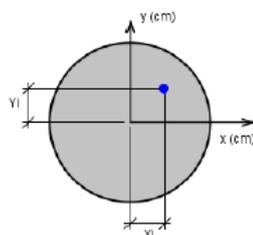


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	$\phi$ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	25.0	12.5	0
2	25.0	6.3	10.8
3	25.0	-6.2	10.8
4	25.0	-12.5	0
5	25.0	-6.3	-10.8
6	25.0	6.3	-10.8

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

## PILAR P1: Dados Esforços

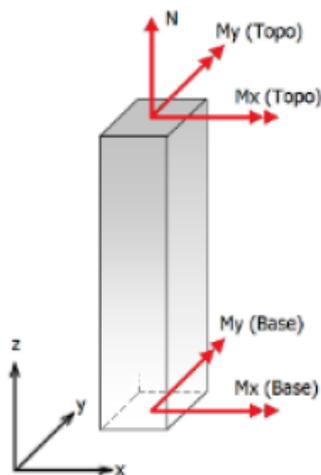


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços,  $N < 0$  para compressão

Combinação	$N_k$	$M_{k,x}$ (Topo)	$M_{k,y}$ (Topo)	$M_{k,x}$ (Base)	$M_{k,y}$ (Base)
1	-1200	0	0	0	0

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

## PILAR P1: Resumo verificação ELU

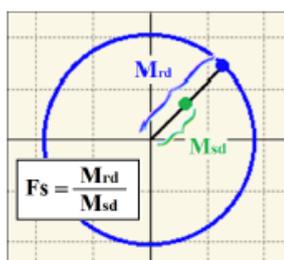


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	$N_{s,d}$	$M_{s,d,x}$	$M_{s,d,y}$	F.S.
1	-1680	0	0	Ok!

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

## PILAR P1: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

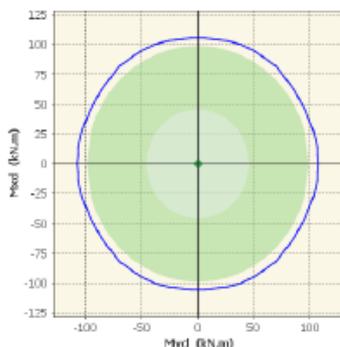


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

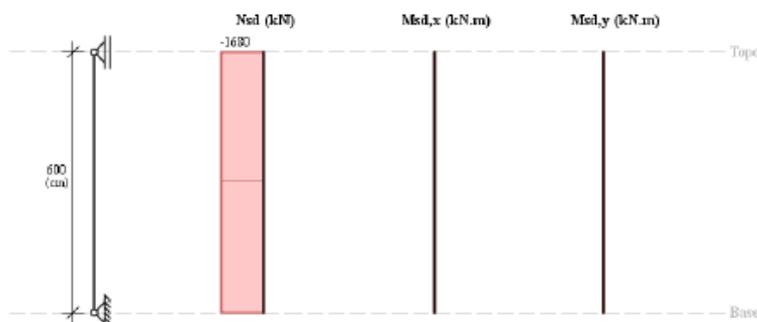


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

### Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

- Armadura calculada ( $A_{s, cal}$ ) = 29,45 cm<sup>2</sup>
- Armadura adotada ( $A_s$ ) = 29,45 cm<sup>2</sup> - 6 barras de  $\phi$  25mm

- Armadura transversal:

Dados de Entrada	
Vsd (kN)	0
h (cm)	32,8
d (cm)	25,8
bw (cm)	32,8
fck (MPa)	20
$\gamma_C$	1,4
As,ef	29,46
fywk (MPa)	500
Aço	CA-50
Nsd (kN)	0

Resistencia do Concreto ao Cisalhamento	
Pré-Cálculo	
$\sigma_{cp}$ (kN/cm)	0,000
$\tau_{Rd}$ (kN/cm)	0,028
k	1,342
As1 (cm <sup>2</sup> /m)	29,46
$\rho_1$	0,0348
Resultado	
VRd1 (kN)	81,35

<0,02

OK!

Verificação Compressão Diagonal no concreto	
Pré-Cálculo	
$\alpha_{v2}$	0,92
Resultado	
VRd2 (kN)	300

OK!

Armadura Transversal	
Pré-Cálculo	
s (cm)	10
fctd (kN)	0,111
Vc (kN)	56,12
fywd (kN)	43,5
Resultado	
Asw (cm <sup>2</sup> )	0,00

Armadura Mínima	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
fctm (kN)	0,22
Resultado	
Asw <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,44
Armadura	As (cm <sup>2</sup> )
2 x 6,3mm	0,62

- Armadura calculada ( $A_{sw,cal}$ ) = 0 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{sw,min}$ ) = 2,90 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura adotada ( $A_{sw}$ ) = 4,13 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  6,3mm c/ 15cm

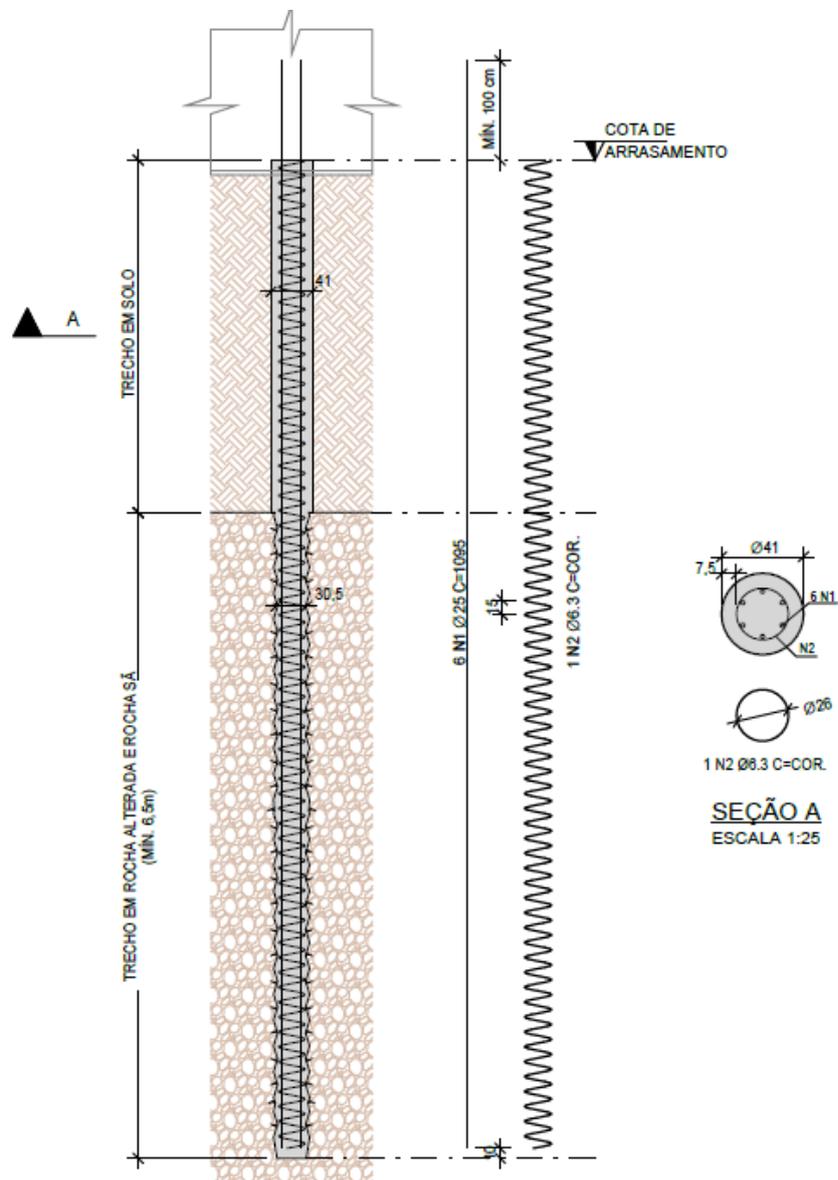


FIGURA 68 – ARMADURA DAS ESTACAS

## 8.2. MESOESTRUTURA

### 8.2.1. Viga travessa do encontro

As vigas travessas dos encontros 1 e 2 serão dimensionadas para os esforços de momento fletor, momento torsor, cortante e a carga de tração no fundo do bloco.

### Propriedades geométricas da viga travessa do encontro - Eixos 1 e 2

- Seção "T"

Altura total = 280 cm

Largura da viga = 250 cm

### Cálculo da armadura de aço necessária – Momento positivo

- Momento fletor positivo ( $M_{s_d}$ ): 865 kN.m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ): 62,44 cm<sup>2</sup>;
- Armadura necessária ( $A_{s_{nec}}$ ): 7,25 cm<sup>2</sup>;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 75,36 cm<sup>2</sup> - 24  $\phi$  20mm.

### Armadura do tirante

- Força atuante na estaca = 84 tf
- Esforço de tração na direção das armaduras = 28,78 tf
- Armadura principal calculada ( $A_s$ , cal) = 6,62 cm<sup>2</sup> (distribuídos sobre 80 % da estaca) – 5,63 cm<sup>2</sup>
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 14,06 cm<sup>2</sup> - 5  $\phi$  20mm.

### Cálculo da armadura de aço necessária – Momento negativo

- Momento fletor negativo ( $M_{s_d}$ ): 817 kN.m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ): 62,44 cm<sup>2</sup>;
- Armadura necessária ( $A_{s_{nec}}$ ): 13,76 cm<sup>2</sup>;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 47,10 cm<sup>2</sup> - 15  $\phi$  20mm.

### Cálculo da armadura de aço necessária – Esforço de cisalhamento

- Esforço cortante máximo ( $V_{s_d}$ ): 1417 kN;
- Armadura transversal mínima ( $A_{sw_{min}}$ ): 15,39 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura transversal necessário ( $A_{sw_{nec}}$ ): 0 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{sw_{adot}}$ ): 41,63 cm<sup>2</sup> - 5 Ramos  $\phi$  12,5mm.

### Cálculo da armadura de aço de necessária – Torção

- Torção máxima na seção ( $\tau T_{s_d, max}$ ): 209 kN.m;
- Armadura para torção necessária horizontal ( $A_{s_{\tau T, nec}}$ ): 5,07 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura para torção necessária vertical ( $A_{s_{\tau T, nec}}$ ): 11,58 cm<sup>2</sup>/m.

### Cálculo da armadura de aço de necessária – Fretagem

- Força transversal de fendilhamento ( $R_{td}$ ): 400 kN;
- Armadura de fendilhamento ( $A_{s_{cal}}$ ): 9,31 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ): 13,35 cm<sup>2</sup> - 4 camadas  $\phi$  8mm c/ 15cm.

### 8.2.2. Alas dos Encontros

As alas têm como função conter o aterro lateral nos encontros e confinar a laje de transição, ficando assim sujeita ao empuxo do aterro e sobrecarga aplicada no encontro. Portanto, devido às suas dimensões, o elemento foi calculado como viga e como laje.

- Determinação do empuxo na cortina lateral – Alas

A determinação do empuxo é feita pelo uso da equação  $pa = ka \cdot \gamma \cdot h$

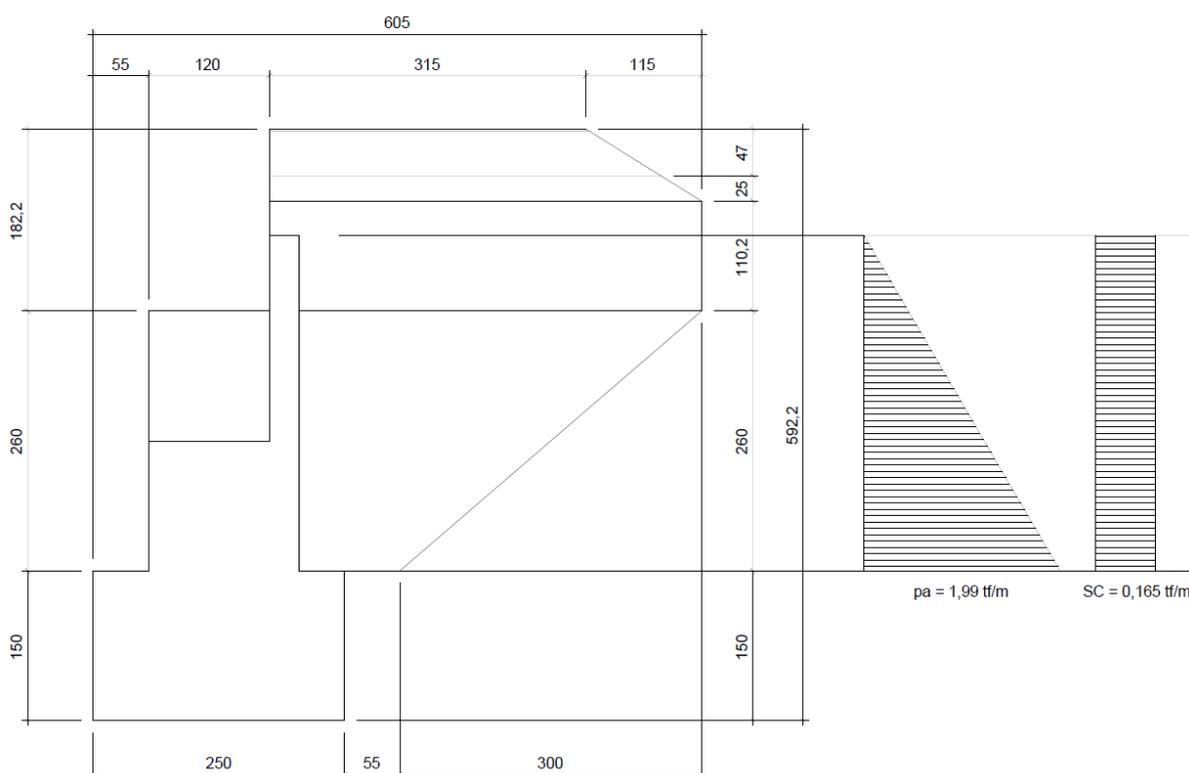


FIGURA 69 – EMPUXO DO SOLO E SOBRECARGA NA ALA

- Determinação dos esforços devido peso próprio e proteção lateral – Alas

Para a verificação dos esforços atuantes sobre a ala em uma situação de cálculo como viga, foi utilizado um modelo simples, de viga, lançando-se as cargas do empuxo do solo e sobrecarga, obtendo-se os seguintes valores para momento fletor e esforço cortante na estrutura.

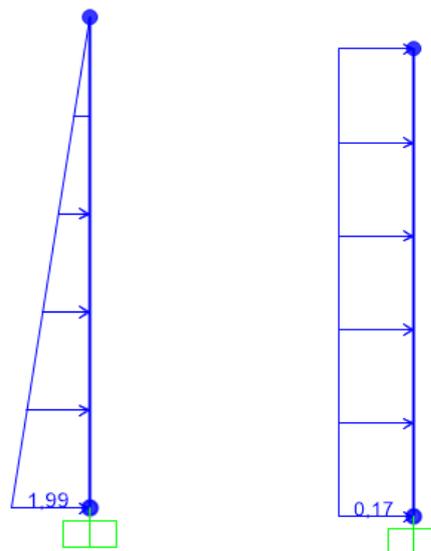


FIGURA 70 – CARREGAMENTOS – EMPUXO DO SOLO E SOBRECARGA (tf/m)

Com os dados acima foi possível obter os esforços que possibilitam a verificação da estrutura como uma seção de “viga”.

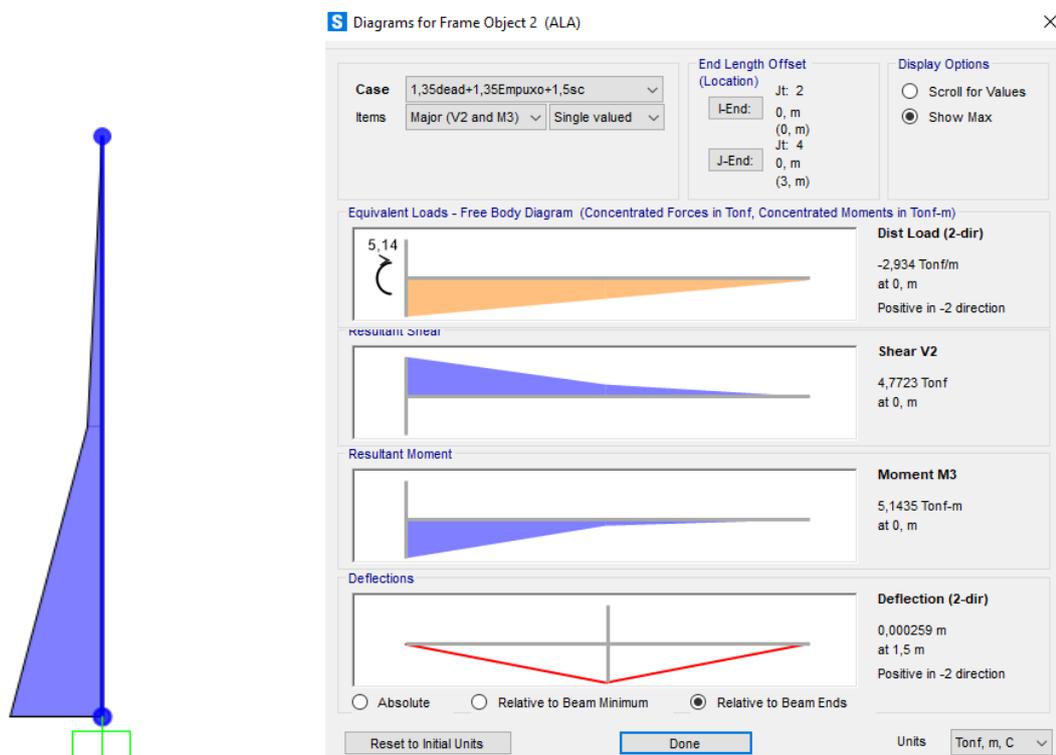


FIGURA 71 – ESFORÇOS – MOMENTO FLETOR E CORTANTE

- Cálculo da armadura de aço necessária

Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
5.145	25	22	100	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	5,61	3,75
9,4	CA-50	0,024		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 5,61 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 3,75 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}}$ ) = 8,33 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  12,5mm c/ 15cm;

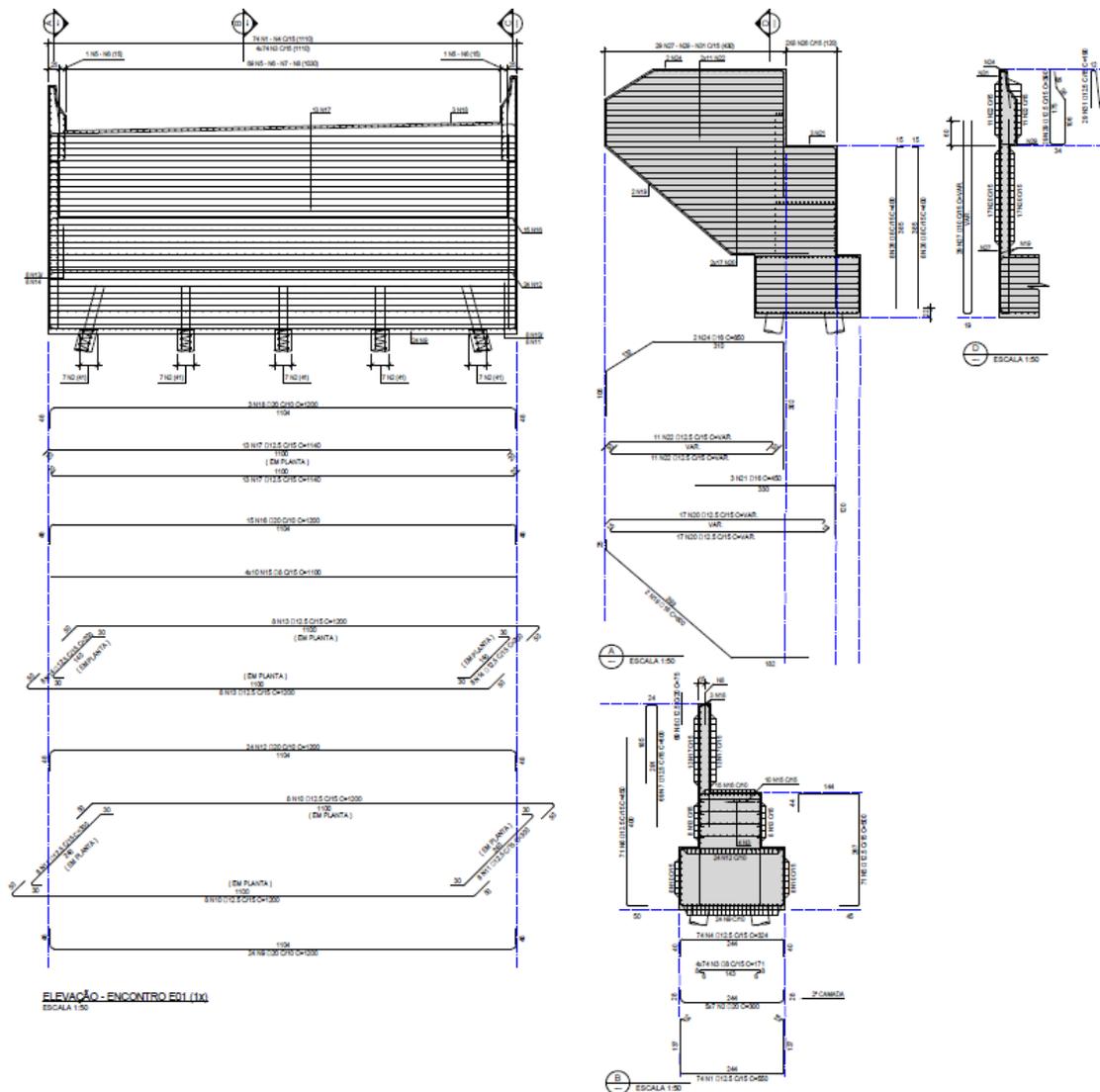


FIGURA 72 – ARMADURA DA VIGA TRAVESSA DO ENCONTRO 1 E ALAS

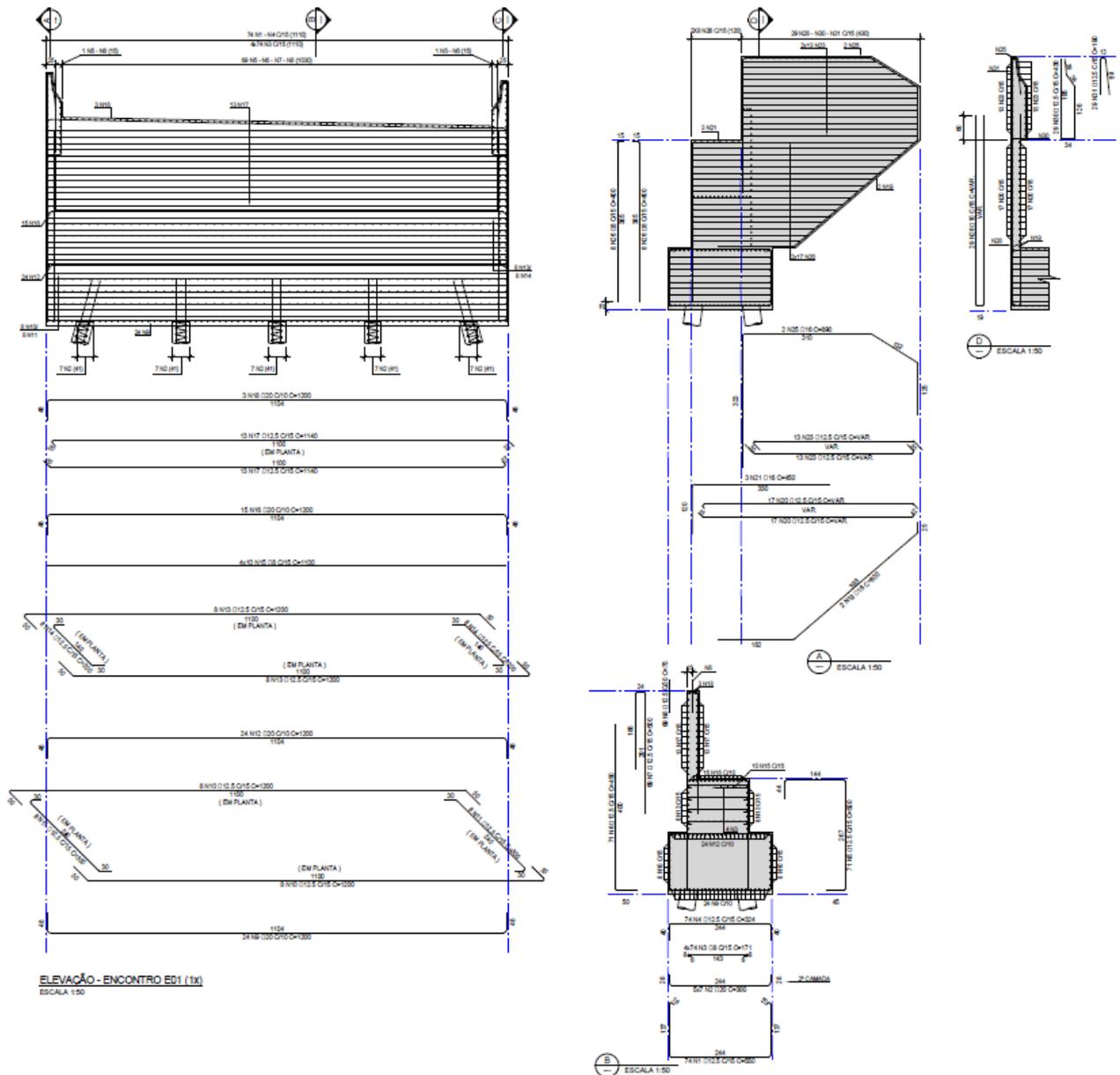


FIGURA 73 – ARMADURA DA VIGA TRAVESSA DO ENCONTRO 2 E ALAS

### 8.3. SUPERESTRUTURA

#### 8.3.1. Pré-Laje

Para o dimensionamento da pré-laje foi considerado a etapa de construção, com a carga da capa de concreto sobre as placas. Segue abaixo o dimensionamento.

- Cálculo da armadura necessária

Armadura positiva					
Dados de Entrada					
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck	
413	7	4	100	C40	
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )	
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,48	1,05	
3,9	CA-50	0,024	ARM. SEC.	0,50	
			As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )	
			PRINCIPAL	10mm c/10	8,00
			SECUND.	6,3mm c/15	2,10

- Armadura calculada principal ( $A_{s_{cal}} = 2,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura mínima principal ( $A_{s_{min}} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura adotada principal ( $A_{s_{nec}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c/ } 10\text{cm}$ ;
  
- Armadura calculada secundária ( $A_{s_{cal}} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura mínima secundária ( $A_{s_{min}} = 0,525 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- Armadura adotada secundária ( $A_{s_{nec}} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 6,3\text{mm c/ } 15\text{cm}$ ;

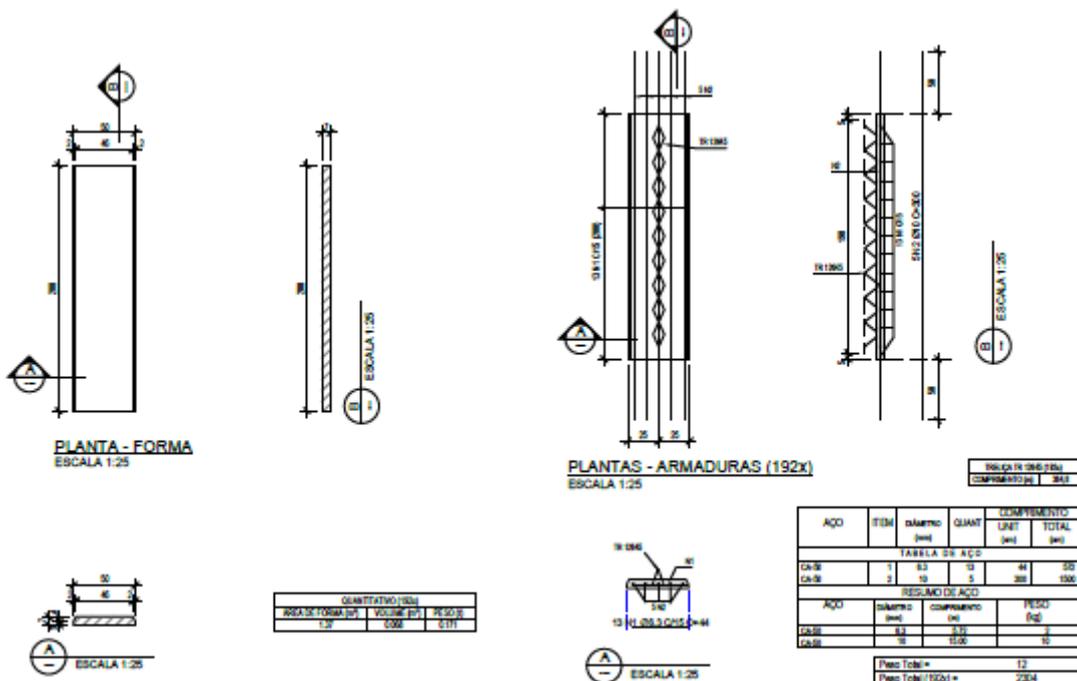


FIGURA 74 – ARMADURA DA PRÉ-LAJE

### 8.3.2. Laje do tabuleiro

A NBR 7187 (ABNT, 2003) determina que a espessura  $h$  para lajes maciças destinadas a passagem de tráfego rodoviário seja de no mínimo 15 cm. O dimensionamento à flexão foi feito com verificação do Estado Limite Último de resistência à fadiga e do estado limite de fissuração de acordo com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

A avaliação dos esforços foi realizada de acordo com as combinações do ELU e seus esforços obtidos com base nos diagramas retirados do modelo de cálculo do SAP 2000, apresentados no item 7.5.

- Cálculo da armadura longitudinal necessária

Armadura positiva - M11				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
4.235	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	5,98	3,00
6,8	CA-50	0,024		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/10	8,00

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 5,98 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 10\text{mm c/ } 10\text{cm}$ );

Armadura negativa - M11				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
1.484	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,01	3,00
19,47	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 8,33 \text{ cm}^2/\text{m} - \phi 12,5\text{mm c/ } 15\text{cm}$ );

- Cálculo da armadura transversal necessária

Armadura positiva - M22				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
3.207	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)		
9,0	CA-50	0,024	4,53	3,00

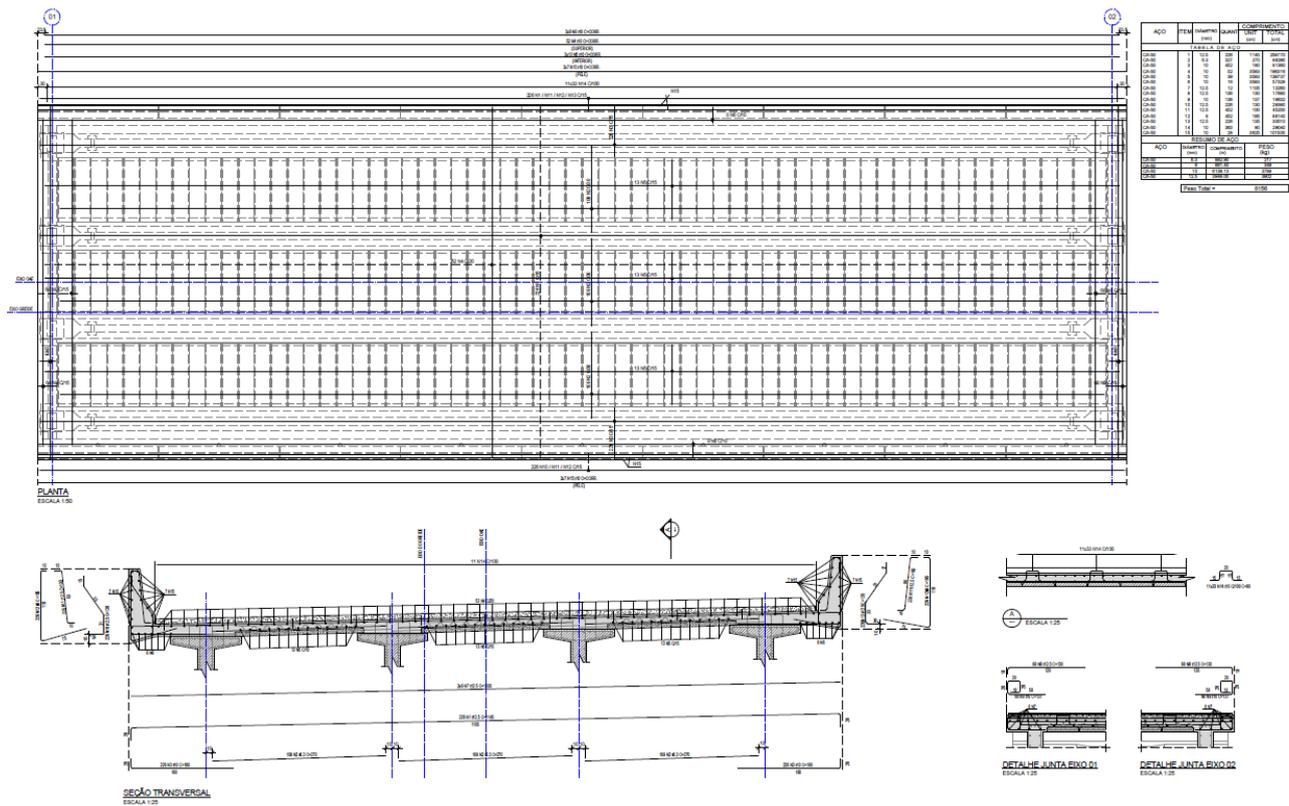
As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/15	5,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 4,53 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 3,00 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}}$ ) = 5,33 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  10mm c/ 15cm;

Armadura negativa - M22				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
286	20	17	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)		
101,05	CA-50	0,023	0,39	3,00

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
10mm c/20	4,00

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 0,39 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 3,00 cm<sup>2</sup>/m;
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}}$ ) = 4,00 cm<sup>2</sup>/m -  $\phi$  10mm c/ 20cm;



### 8.3.3. Longarina



## Relatório: Viga protendida

14/06/2023 15:34:24



Cliente:

Obra:

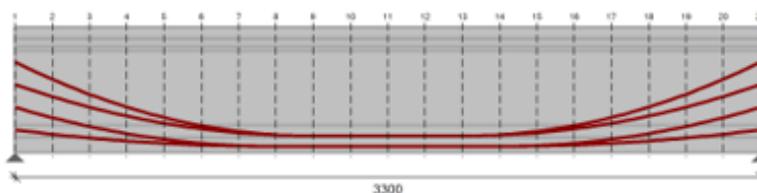
Responsável técnico:

## Sumário

Dados iniciais .....	1
Seção transversal .....	1
Ações consideradas .....	2
Combinações .....	2
Protensão .....	3
Esforços solicitantes .....	3
Estado limite de formação de fissura (ELS-F) .....	3
Estado limite de descompressão (ELS-D) .....	4
Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO) .....	4

## Dados iniciais

### Geometria:



#### Concreto:

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

$$f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31 \text{ GPa}$$

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

$$f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa}$$

$$E_c = 31 \text{ GPa}$$

$$\gamma_c = 1,40$$

#### Armadura ativa:

$$f_{stk} = 1900,00$$

$$f_{suk} = 1710,00$$

$$E_s = 200 \text{ GPa}$$

$$\gamma_p = 1,15$$

#### Armadura passiva:

$$f_{sk} = 500,00$$

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

## Seção transversal

Tabela 1: Propriedades geométricas seção transversal (ATO de protensão)

Seção	x (m)	h (m)	$y_c$ (m)	$y_s$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$W_i$ (m <sup>3</sup> )	$W_s$ (m <sup>3</sup> )
1	0	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
2	1,65	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
3	3,3	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
4	4,95	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
5	6,6	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
6	8,25	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
7	9,9	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
8	11,55	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
9	13,2	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
10	14,85	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
11	16,5	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
12	18,15	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
13	19,8	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
14	21,45	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
15	23,1	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
16	24,75	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
17	26,4	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
18	28,05	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
19	29,7	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
20	31,35	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777
21	33	1,9	0,98236	0,91764	0,7335	0,31913	0,32485	0,34777

x - abscissa da seção

h - altura da seção transversal

$y_c$  - distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior

$y_s$  - distância do centro de gravidade da seção à fibra superior

$A_c$  - área da seção transversal

$I_c$  - momento de inércia seção transversal

$W_i$  - módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

$W_s$  - módulo resistente da seção em relação a fibra superior



Tabela 2: Propriedades geométricas seção transversal (FASE FINAL)

Seção	x (m)	h (m)	$y_c$ (m)	$y_s$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$I_c$ (m <sup>4</sup> )	$W_i$ (m <sup>3</sup> )	$W_s$ (m <sup>3</sup> )
1	0	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
2	1,65	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
3	3,3	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
4	4,95	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
5	6,6	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
6	8,25	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
7	9,9	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
8	11,55	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
9	13,2	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
10	14,85	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
11	16,5	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
12	18,15	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
13	19,8	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121

14	21,45	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
15	23,1	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
16	24,75	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
17	26,4	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
18	28,05	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
19	29,7	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
20	31,35	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121
21	33	2,1	1,40267	0,69733	1,247	0,63541	0,453	0,91121

x = abscissa da seção

h = altura da seção transversal

$y_c$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior

$y_s$  = distância do centro de gravidade da seção à fibra superior

$A_c$  = área da seção transversal

$I_c$  = momento de inércia seção transversal

$W_i$  = módulo resistente da seção em relação a fibra inferior

$W_s$  = módulo resistente da seção em relação a fibra superior

## Ações consideradas

A tabela 1 apresenta os casos de carregamentos considerados, bem com os correspondentes coeficientes de ponderação e fatores de combinações das cargas variáveis.

Tabela 2: Casos de carregamentos considerados

Caso	$\gamma_i$	$\gamma_i$ (fav.)	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Peso próprio (G0)	1,35	1	-	-	-
Hiperestático de protensão (HP)	1,1	0,9	-	-	-
Permanente (G1)	1,35	1	-	-	-
Acidental (Q)	1,5	-	0,7	0,5	0,3

$\gamma_i$  = coeficiente de ponderação para as ações

$\psi_0$  = fator de redução de combinação para ELU

$\psi_1$  = fator de redução de combinação frequente para ELS

$\psi_2$  = fator de redução de combinação quase permanente para ELS

## Combinações

A seguir são apresentadas as combinações de esforços solicitantes para os estados limites último e de serviço, obtidas de acordo com a NBR 8681.

### Combinações últimas das ações (ELU)

As combinações últimas normais são dadas pela seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^n \gamma_{i,k} F_{G_{i,k}} + \gamma_a \left( F_{Q_{1,k}} + \sum_{i=2}^n \psi_{0,i} F_{Q_{i,k}} \right)$$

Onde:

$F_{G_{i,k}}$  é o valor característicos das ações permanentes;

$F_{Qk}$  é o valor característicos da ação variável admitida como principal;

$F_{Qk}$  é o valor característicos das ações variáveis secundárias.

### Combinações de serviço das ações

A seguir são definidas as combinações em serviço:

- Combinação quase permanente (CQPERM):  $F_{CQP} = \sum_{i=1}^n F_{G_{i,k}} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}}$

- Combinação frequente (CFREQ):  $F_{CF} = \sum_{i=1}^n F_{G_{i,k}} + \psi_1 F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_{j,k}}$

- Combinação rara (CRARA):  $F_{CR} = \sum_{i=1}^n F_{G_{i,k}} + F_{Q_{1,k}} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q_{j,k}}$

## Protensão

Tabela 3: Força e momento de protensão nos instantes  $T_0$  e  $T_{\infty}$

Seção	x (m)	$P_i$ (tf)	$P_{\infty}$ (tf)	$MP_{\infty}$ (tf.m)	$P_{\infty}$ (tf)	$MP_{\infty}$ (tf.m)
1	0	778,40	675,47	-24,96	562,06	-20,77
2	165	778,40	680,12	-150,79	562,08	-124,62
3	330	778,40	683,18	-260,00	562,36	-214,02
4	495	778,40	686,45	-352,62	564,01	-289,73
5	660	778,40	689,00	-427,78	566,22	-351,55
6	825	778,40	691,83	-485,77	569,50	-399,88
7	990	778,40	695,19	-526,60	573,87	-434,70
8	1155	778,40	699,25	-550,20	579,28	-455,81
9	1320	778,40	703,09	-558,88	584,71	-464,78
10	1485	778,40	705,04	-560,49	588,07	-467,50
11	1650	778,40	706,20	-561,52	589,50	-468,73
12	1815	778,40	705,04	-560,49	588,07	-467,50
13	1980	778,40	703,09	-558,88	584,71	-464,78
14	2145	778,40	699,25	-550,20	579,28	-455,81
15	2310	778,40	695,19	-526,60	573,87	-434,70
16	2475	778,40	691,83	-485,77	569,50	-399,88
17	2640	778,40	689,00	-427,78	566,22	-351,55
18	2805	778,40	686,45	-352,62	564,01	-289,73
19	2970	778,40	683,18	-260,00	562,36	-214,02
20	3135	778,40	680,12	-150,79	562,08	-124,62
21	3300	778,40	675,47	-24,96	562,06	-20,77

x - abscissa da seção

$P_i$  - força máxima aplicada à armadura de protensão pelo equipamento de tração

$P_{\infty}$  - força de protensão após as perdas imediatas (t=0)

$MP_{\infty}$  - momento isostático após as perdas imediatas (t=0)

$P_{\infty}$  - força de protensão após todas as perdas ao longo do tempo (t= $\infty$ )

$MP_{\infty}$  - momento isostático de protensão após todas as perdas ao longo do tempo (t= $\infty$ )

## Esforços solicitantes

Tabela 4: Momento fletor combinações ELS e ELU (tf.m)

Seção	x (m)	$M_{QCP,max}$	$M_{QCP,min}$	$M_{CF,max}$	$M_{CF,min}$	$M_{CR,max}$	$M_{CR,min}$	$M_{SD,max}$	$M_{SD,min}$
1	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	1,65	148,68	124,67	164,69	124,67	204,71	124,67	288,36	124,67
3	3,3	281,21	236,22	311,20	236,22	386,19	236,22	543,85	236,22
4	4,95	398,06	334,65	440,33	334,65	546,02	334,65	768,84	334,65
5	6,6	499,26	419,95	552,13	419,95	684,31	419,95	963,47	419,95
6	8,25	584,80	492,13	646,59	492,13	801,04	492,13	1127,75	492,13
7	9,9	654,70	551,18	723,71	551,18	896,23	551,18	1261,67	551,18
8	11,55	709,31	597,12	784,10	597,12	971,09	597,12	1367,07	597,12
9	13,2	748,44	629,92	827,44	629,92	1024,96	629,92	1442,95	629,92
10	14,85	771,91	649,61	853,45	649,61	1057,28	649,61	1488,49	649,61
11	16,5	779,74	656,17	862,12	656,17	1068,06	656,17	1503,66	656,17
12	18,15	771,91	649,61	853,45	649,61	1057,28	649,61	1488,49	649,61
13	19,8	748,44	629,92	827,44	629,92	1024,96	629,92	1442,95	629,92
14	21,45	709,31	597,12	784,10	597,12	971,09	597,12	1367,07	597,12
15	23,1	654,70	551,18	723,71	551,18	896,23	551,18	1261,67	551,18
16	24,75	584,80	492,13	646,59	492,13	801,04	492,13	1127,75	492,13
17	26,4	499,26	419,95	552,13	419,95	684,31	419,95	963,47	419,95
18	28,05	398,06	334,65	440,33	334,65	546,02	334,65	768,84	334,65
19	29,7	281,21	236,22	311,20	236,22	386,19	236,22	543,85	236,22
20	31,35	148,68	124,67	164,69	124,67	204,71	124,67	288,36	124,67
21	33	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

x - abscissa da seção

$M_{QCP,max}$  - Momento fletor máximo para combinação quase permanente

$M_{QCP,min}$  - Momento fletor mínimo para combinação quase permanente

$M_{CF,max}$  - Momento fletor máximo para combinação frequente

$M_{CF,min}$  - Momento fletor mínimo para combinação frequente

$M_{CR,max}$  - Momento fletor máximo para combinação rara

$M_{CR,min}$  - Momento fletor mínimo para combinação rara

$M_{SD,max}$  - Momento fletor máximo para combinação ELU

$M_{SD,min}$  - Momento fletor mínimo para combinação ELU

Tabela 5: Esforço cortante combinações ELS e ELU (tf)

Seção	x (m)	$V_{QCP,max}$	$V_{QCP,min}$	$V_{CF,max}$	$V_{CF,min}$	$V_{CR,max}$	$V_{CR,min}$	$V_{SD,max}$	$V_{SD,min}$
1	0	95,56	79,76	106,09	79,76	132,43	79,76	186,69	79,76
2	1,65	86,39	71,59	96,13	71,46	120,47	71,14	169,94	70,82
3	3,3	77,26	63,24	86,23	62,86	108,65	61,92	153,40	60,98
4	4,95	68,17	54,77	76,40	54,06	96,96	52,29	137,07	50,52
5	6,6	59,12	46,25	66,63	45,18	85,41	42,51	120,94	39,85
6	8,25	50,12	37,70	56,94	36,24	74,00	32,61	105,02	28,97
7	9,9	41,15	29,10	47,31	27,23	62,72	22,56	89,30	17,89
8	11,55	32,22	20,46	37,76	18,15	51,58	12,38	73,79	6,61
9	13,2	23,34	11,78	28,27	9,01	40,58	2,06	58,48	-4,88
10	14,85	14,50	3,06	18,85	-0,21	29,72	-8,39	43,38	-16,58
11	16,5	5,70	-5,70	9,49	-9,49	18,99	-18,99	29,22	-29,22
12	18,15	-3,06	-14,50	0,21	-18,85	8,39	-29,72	16,58	-43,38
13	19,8	-11,78	-23,34	-9,01	-28,27	-2,06	-40,58	4,88	-58,48

14	21,45	-20,46	-32,22	-18,15	-37,76	-12,38	-51,58	-6,61	-73,79
15	23,1	-29,10	-41,15	-27,23	-47,31	-22,56	-62,72	-17,89	-89,30
16	24,75	-37,70	-50,12	-36,24	-56,94	-32,61	-74,00	-28,97	-105,02
17	26,4	-46,25	-59,12	-45,18	-66,63	-42,51	-85,41	-39,85	-120,94
18	28,05	-54,77	-68,17	-54,06	-76,40	-52,29	-96,96	-50,52	-137,07
19	29,7	-63,24	-77,26	-62,86	-86,23	-61,92	-108,65	-60,98	-153,40
20	31,35	-71,59	-86,39	-71,46	-96,13	-71,14	-120,47	-70,82	-169,94
21	33	-79,76	-95,56	-79,76	-106,09	-79,76	-132,43	-79,76	-186,69

x - abscissa da seção

$V_{c,qp,max}$  - Esforço cortante máximo para combinação quase permanente

$V_{c,qp,min}$  - Esforço cortante mínimo para combinação quase permanente

$V_{c,f,max}$  - Esforço cortante máximo para combinação frequente

$V_{c,f,min}$  - Esforço cortante mínimo para combinação frequente

$V_{c,r,max}$  - Esforço cortante máximo para combinação rara

$V_{c,r,min}$  - Esforço cortante mínimo para combinação rara

$V_{c,ELU,max}$  - Esforço cortante máximo para combinação ELU

$V_{c,ELU,min}$  - Esforço cortante mínimo para combinação ELU

## Estado limite de formação de fissura (ELS-F)

Tabela 6: Verificação ELS-F ( $\sigma_c \leq 2,95$  MPa)

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,30	-7,07
2	1,65	-8,34	-6,05
3	3,3	-8,26	-5,24
4	4,95	-8,12	-4,63
5	6,6	-7,88	-4,23
6	8,25	-7,58	-4,02
7	9,9	-7,22	-3,41
8	11,55	-6,77	-2,65
9	13,2	-6,29	-1,93
10	14,85	-6,41	-1,42
11	16,5	-6,52	-1,27
12	18,15	-6,41	-1,42
13	19,8	-6,29	-1,93
14	21,45	-6,77	-2,65
15	23,1	-7,22	-3,41
16	24,75	-7,58	-4,02
17	26,4	-7,88	-4,23
18	28,05	-8,12	-4,63
19	29,7	-8,26	-5,24
20	31,35	-8,34	-6,05
21	33	-8,30	-7,07

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$  - Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$  - Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

## Estado limite de descompressão (ELS-D)

 Tabela 7: Verificação ELS-D ( $\sigma_c \leq 0$ )

Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-8,30	-7,07
2	1,65	-8,34	-6,05
3	3,3	-8,26	-5,24
4	4,95	-8,12	-4,63
5	6,6	-7,88	-4,23
6	8,25	-7,58	-4,02
7	9,9	-7,22	-4,01
8	11,55	-6,77	-4,21
9	13,2	-6,29	-3,68
10	14,85	-5,92	-3,22
11	16,5	-5,87	-3,09
12	18,15	-5,92	-3,22
13	19,8	-6,29	-3,68
14	21,45	-6,77	-4,21
15	23,1	-7,22	-4,01
16	24,75	-7,58	-4,02
17	26,4	-7,88	-4,23
18	28,05	-8,12	-4,63
19	29,7	-8,26	-5,24
20	31,35	-8,34	-6,05
21	33	-8,30	-7,07

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$  - Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$  - Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

## Estado limite de último no ato de protensão (ELU-ATO)

 Tabela 8: Verificação ELU-ATO ( $-28 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 4,21 \text{ MPa}$ )

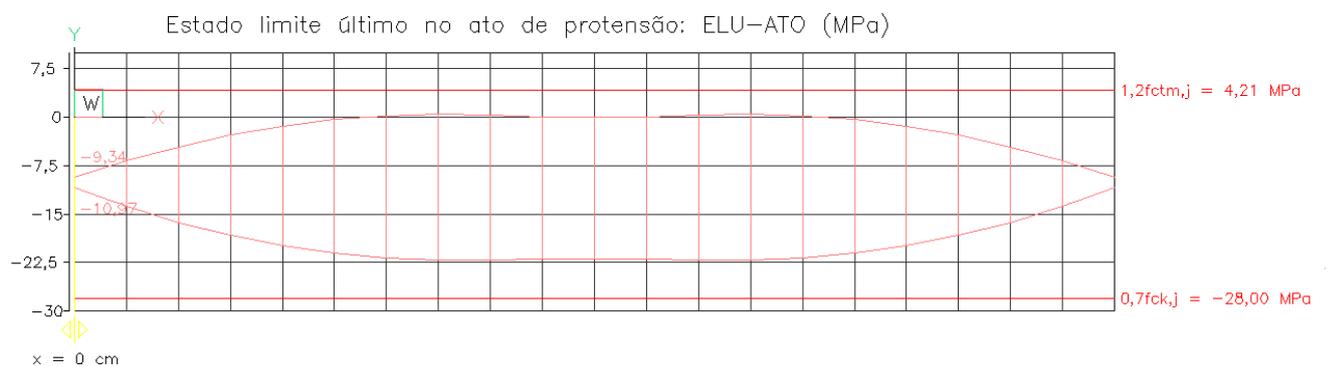
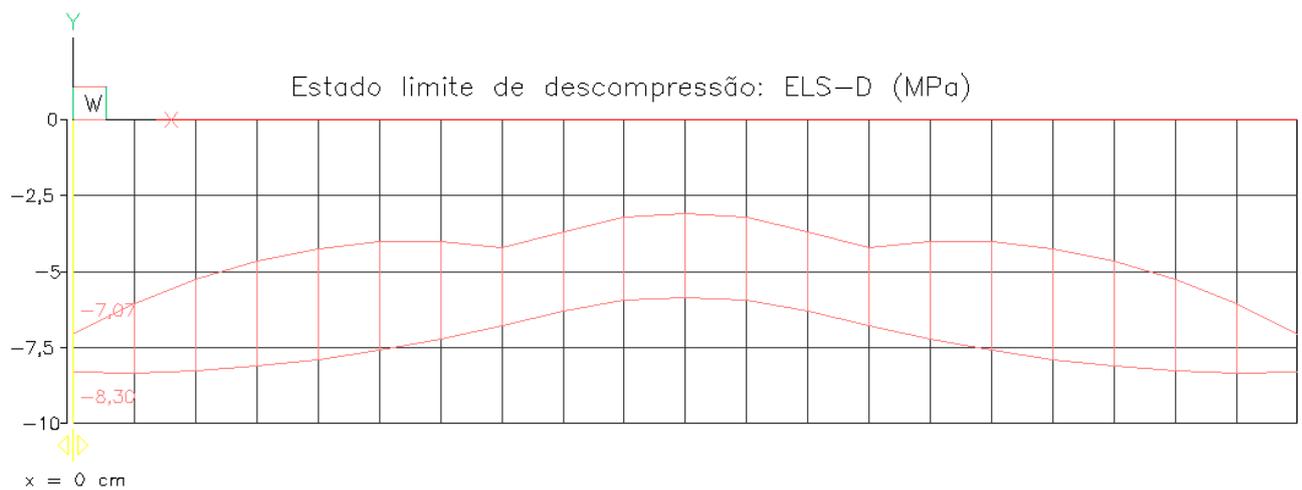
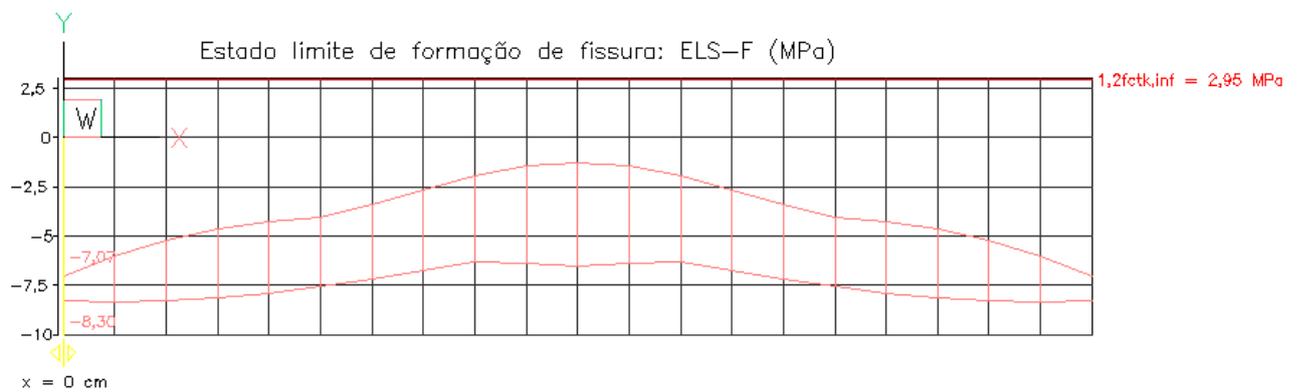
Seção	x (m)	$\sigma_{c,min}$ (MPa)	$\sigma_{c,max}$ (MPa)
1	0	-10,97	-9,34
2	1,65	-13,85	-6,79
3	3,3	-16,29	-4,60
4	4,95	-18,33	-2,79
5	6,6	-19,91	-1,38
6	8,25	-21,08	-0,38
7	9,9	-21,82	0,22
8	11,55	-22,14	0,40
9	13,2	-22,11	0,26
10	14,85	-21,97	0,07
11	16,5	-21,94	0,01
12	18,15	-21,97	0,07
13	19,8	-22,11	0,26
14	21,45	-22,14	0,40
15	23,1	-21,82	0,22
16	24,75	-21,08	-0,38
17	26,4	-19,91	-1,38
18	28,05	-18,33	-2,79
19	29,7	-16,29	-4,60
20	31,35	-13,85	-6,79
21	33	-10,97	-9,34

x - abscissa da seção

$\sigma_{c,min}$  - Tensão mínima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

$\sigma_{c,max}$  - Tensão máxima nas fibras de concreto (negativo para compressão)

- Gráficos das tensões:



- Armadura adotada ( $A_{st,adot}$ ): 4 cabos 14 cordoalhas CP-190RB  $\varnothing 12,7$ .

- Cálculo das armaduras passivas

- Armadura longitudinal superior (ATO):

Seção (cm)	$\gamma_p \cdot P_o$ (tf)	$\gamma_p \cdot M_{po}$ (tf.m)	M <sub>go</sub> (tf.m)	$\sigma_{c,i}$ (MPa)	$\sigma_{c,s}$ (MPa)	R <sub>td</sub> (tf)	A <sub>s, sup</sub> (cm <sup>2</sup> )
0,0	743,02	-27,45	0,00	-10,97	-9,34	0,00	0,000
165,0	748,14	-165,87	47,30	-13,85	-6,79	0,00	0,000
330,0	751,50	-286,00	89,61	-16,29	-4,60	0,00	0,000
495,0	755,10	-387,88	126,95	-18,33	-2,79	0,00	0,000
660,0	757,91	-470,56	159,31	-19,91	-1,38	0,00	0,000
825,0	761,02	-534,34	186,70	-21,08	-0,38	0,00	0,000
990,0	764,71	-579,26	209,10	-21,82	0,22	0,23	0,090
1155,0	769,17	-605,22	226,52	-22,14	0,40	0,75	0,301
1320,0	773,40	-614,77	238,97	-22,11	0,26	0,32	0,128
1485,0	775,55	-616,54	246,44	-21,97	0,07	0,02	0,009
1650,0	776,82	-617,67	248,93	-21,94	0,01	0,00	0,000
1815,0	775,55	-616,54	246,44	-21,97	0,07	0,02	0,009
1980,0	773,40	-614,77	238,97	-22,11	0,26	0,32	0,128
2145,0	769,17	-605,22	226,52	-22,14	0,40	0,75	0,301
2310,0	764,71	-579,26	209,10	-21,82	0,22	0,23	0,090
2475,0	761,02	-534,34	186,70	-21,08	-0,38	0,00	0,000
2640,0	757,91	-470,56	159,31	-19,91	-1,38	0,00	0,000
2805,0	755,10	-387,88	126,95	-18,33	-2,79	0,00	0,000
2970,0	751,50	-286,00	89,61	-16,29	-4,60	0,00	0,000
3135,0	748,14	-165,87	47,30	-13,85	-6,79	0,00	0,000
3300,0	743,02	-27,45	0,00	-10,97	-9,34	0,00	0,000

Onde:

$\gamma_p$  - coeficiente de ponderação das cargas oriundas da protensão

$P_o$  - força na armadura de protensão após as perdas imediatas

$M_{po}$  - Momento de protensão correspondente a força  $P_o$

M<sub>go</sub> - Momento fletor para carga permanente mobilizada no instante da protensão

$\sigma_{c,i}$  - tensão no concreto na fibra inferior no instante da protensão

$\sigma_{c,s}$  - tensão no concreto na fibra superior no instante da protensão

R<sub>td</sub> - resultante das tensões de tração no concreto no estágio I.

A<sub>s</sub> - armadura longitudinal

- Armadura longitudinal inferior (montagem):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)
0,0	185,00	0,00	0,000	0,000	97,81	4,36E+000	580,66
165,0	185,00	63,85	0,000	0,000	103,20	3,94E+000	710,94
330,0	185,00	120,98	0,000	0,000	106,42	3,67E+000	837,61
495,0	185,00	171,39	0,000	0,000	107,76	3,52E+000	950,19
660,0	185,00	215,07	0,000	0,000	106,21	3,49E+000	1041,06
825,0	185,00	252,04	0,000	0,000	104,73	3,48E+000	1109,57
990,0	185,00	282,28	0,000	0,000	103,88	3,47E+000	1156,36
1155,0	185,00	305,81	0,000	0,000	103,65	3,47E+000	1181,32
1320,0	185,00	322,61	0,000	0,000	103,70	3,47E+000	1188,38
1485,0	185,00	332,69	0,000	0,000	103,71	3,47E+000	1188,44
1650,0	185,00	336,05	0,000	0,000	103,72	3,47E+000	1188,48
1815,0	185,00	332,69	0,000	0,000	103,71	3,47E+000	1188,44
1980,0	185,00	322,61	0,000	0,000	103,70	3,47E+000	1188,38
2145,0	185,00	305,81	0,000	0,000	103,65	3,47E+000	1181,32
2310,0	185,00	282,28	0,000	0,000	103,88	3,47E+000	1156,36
2475,0	185,00	252,04	0,000	0,000	104,73	3,48E+000	1109,57
2640,0	185,00	215,07	0,000	0,000	106,21	3,49E+000	1041,06
2805,0	185,00	171,39	0,000	0,000	107,76	3,52E+000	950,19
2970,0	185,00	120,98	0,000	0,000	106,42	3,67E+000	837,61
3135,0	185,00	63,85	0,000	0,000	103,20	3,94E+000	710,94
3300,0	185,00	0,00	0,000	0,000	97,81	4,36E+000	580,66

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

As,min - armadura longitudinal mínima

Asw,nec - armadura longitudinal necessária

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura longitudinal inferior (final):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)	As,min (cm <sup>2</sup> )
0,0	205,00	0,00	0,000	0,000	27,42	6,71E+000	894,10	0,000
165,0	205,00	288,36	0,000	0,000	27,32	6,43E+000	1058,53	0,000
330,0	205,00	543,85	0,000	0,000	26,98	6,20E+000	1195,46	0,000
495,0	205,00	768,84	0,000	0,000	26,69	6,02E+000	1310,69	0,000
660,0	205,00	963,47	0,000	0,000	26,41	5,89E+000	1403,67	0,000
825,0	205,00	1127,75	0,000	0,000	26,22	5,80E+000	1474,60	0,000
990,0	205,00	1261,67	0,000	0,000	26,12	5,75E+000	1523,25	0,000
1155,0	205,00	1367,07	0,000	0,000	26,09	5,73E+000	1549,48	0,000
1320,0	205,00	1442,95	0,000	0,000	26,10	5,73E+000	1557,12	0,000
1485,0	205,00	1488,49	0,000	0,000	26,10	5,73E+000	1557,31	0,000
1650,0	205,00	1503,66	0,000	0,000	26,10	5,73E+000	1557,40	0,000
1815,0	205,00	1488,49	0,000	0,000	26,10	5,73E+000	1557,31	0,000
1980,0	205,00	1442,95	0,000	0,000	26,10	5,73E+000	1557,12	0,000
2145,0	205,00	1367,07	0,000	0,000	26,09	5,73E+000	1549,48	0,000
2310,0	205,00	1261,67	0,000	0,000	26,12	5,75E+000	1523,25	0,000
2475,0	205,00	1127,75	0,000	0,000	26,22	5,80E+000	1474,60	0,000
2640,0	205,00	963,47	0,000	0,000	26,41	5,89E+000	1403,67	0,000
2805,0	205,00	768,84	0,000	0,000	26,69	6,02E+000	1310,69	0,000
2970,0	205,00	543,85	0,000	0,000	26,98	6,20E+000	1195,46	0,000
3135,0	205,00	288,36	0,000	0,000	27,32	6,43E+000	1058,53	0,000
3300,0	205,00	0,00	0,000	0,000	27,42	6,71E+000	894,10	0,000

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

As,min - armadura longitudinal mínima

Asw,nec - armadura longitudinal necessária

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura calculada ( $A_{st,cal}$ ): 5,0 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_{st,adot}$ ): 12,06 cm<sup>2</sup> - 6  $\phi$  16mm

- Armadura longitudinal superior (final):

Seção (cm)	d (cm)	Msd (tf.m)	As,cal (cm <sup>2</sup> )	As' (cm <sup>2</sup> )	xln (cm)	1/r (1/m)	Mrd (tf.m)	As,min (cm <sup>2</sup> )
0,0	205,00	0,00	0,000	0,000	90,21	5,23E+000	-530,20	0,000
165,0	205,00	124,67	0,000	0,000	100,52	5,81E+000	-393,14	0,000
330,0	205,00	236,22	0,000	0,000	113,08	6,51E+000	-282,41	0,000
495,0	205,00	334,65	0,000	0,000	125,78	7,49E+000	-190,15	0,000
660,0	205,00	419,95	0,000	0,000	143,60	8,52E+000	-122,93	0,000
825,0	205,00	492,13	0,000	0,000	165,90	9,61E+000	-77,16	0,000
990,0	205,00	551,18	0,000	0,000	195,81	1,04E+001	-49,74	0,000
1155,0	205,00	597,12	0,000	0,000	221,38	1,10E+001	-35,09	0,000
1320,0	205,00	629,92	0,000	0,000	234,29	1,11E+001	-30,40	0,000
1485,0	205,00	649,61	0,000	0,000	235,89	1,11E+001	-30,27	0,000
1650,0	205,00	656,17	0,000	0,000	236,58	1,10E+001	-30,21	0,000
1815,0	205,00	649,61	0,000	0,000	235,89	1,11E+001	-30,27	0,000
1980,0	205,00	629,92	0,000	0,000	234,29	1,11E+001	-30,40	0,000
2145,0	205,00	597,12	0,000	0,000	221,38	1,10E+001	-35,09	0,000
2310,0	205,00	551,18	0,000	0,000	195,81	1,04E+001	-49,74	0,000
2475,0	205,00	492,13	0,000	0,000	165,90	9,61E+000	-77,16	0,000
2640,0	205,00	419,95	0,000	0,000	143,60	8,52E+000	-122,93	0,000
2805,0	205,00	334,65	0,000	0,000	125,78	7,49E+000	-190,15	0,000
2970,0	205,00	236,22	0,000	0,000	113,08	6,51E+000	-282,41	0,000
3135,0	205,00	124,67	0,000	0,000	100,52	5,81E+000	-393,14	0,000
3300,0	205,00	0,00	0,000	0,000	90,21	5,23E+000	-530,20	0,000

Onde:

d - altura útil da seção transversal

Msd - momento fletor solicitante de cálculo

As,cal - armadura longitudinal calculada

xln - posição da linha neutra

1/r - curvatura

Mrd - momento fletor resistente de cálculo

- Armadura calculada ( $A_{st,cal}$ ): 0 cm<sup>2</sup>

- Armadura adotada ( $A_{st,adot}$ ): cm<sup>2</sup> - 3  $\phi$  16mm + 8  $\phi$  8mm

## - Armadura transversal (cisalhamento):

Seção (cm)	bw,min (cm)	bw,med (cm)	d (cm)	Vsd (tf)	Vpd (tf)	Vrd2 (tf)	Vc (tf)	Asw,cal (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,min (cm <sup>2</sup> /m)	Asw,nec (cm <sup>2</sup> /m)	k (fadiga)
0	21,8	40,4	205	198,47	-60,60	288,93	65,46	9,026	5,670	13,635	1,511
166	21,8	40,4	205	180,55	-52,76	288,93	65,46	7,770	5,670	11,731	1,510
332	21,8	40,4	205	162,83	-44,93	288,93	65,46	6,537	5,670	9,860	1,508
498	21,8	40,4	205	145,32	-37,16	288,93	65,46	5,324	5,670	8,000	1,503
664	21,8	40,4	205	128,02	-29,32	288,93	65,46	4,144	5,670	6,222	1,502
830	21,8	40,4	205	110,93	-21,42	288,93	65,46	2,998	5,670	5,670	1,512
996	21,8	40,4	205	94,04	-13,41	288,93	65,46	1,892	5,670	5,670	1,562
1162	21,8	40,4	205	77,36	-5,25	288,93	65,46	0,829	5,670	5,670	1,828
1328	21,8	40,4	205	60,88	0,00	288,93	65,46	0,000	5,670	5,670	0,000
1494	21,8	40,4	205	44,62	0,00	288,93	65,46	0,000	5,670	5,670	0,000
1660	21,8	40,4	205	29,37	0,00	288,93	65,46	0,000	5,670	5,670	0,000
1826	21,8	40,4	205	-44,62	0,00	288,93	65,46	0,000	5,670	5,670	0,000
1992	21,8	40,4	205	-60,88	0,00	288,93	65,46	0,000	5,670	5,670	0,000
2158	21,8	40,4	205	-77,36	5,25	288,93	65,46	0,829	5,670	5,670	1,828
2324	21,8	40,4	205	-94,04	13,41	288,93	65,46	1,892	5,670	5,670	1,562
2490	21,8	40,4	205	-110,93	21,42	288,93	65,46	2,998	5,670	5,670	1,512
2656	21,8	40,4	205	-128,02	29,32	288,93	65,46	4,144	5,670	6,222	1,502
2822	21,8	40,4	205	-145,32	37,16	288,93	65,46	5,324	5,670	8,000	1,503
2988	21,8	40,4	205	-162,83	44,93	288,93	65,46	6,537	5,670	9,860	1,508
3154	21,8	40,4	205	-180,55	52,76	288,93	65,46	7,770	5,670	11,731	1,510
3320	21,8	40,4	205	-198,47	60,60	288,93	65,46	9,026	5,670	13,635	1,511

Onde:

bw,min - menor largura da seção transversal. No caso de elementos estruturais protendidos a largura resistente a considerar deve ser  $(bw - 1/2\sum\phi)$ .

bw,med - largura média da seção transversal

d - altura útil da seção transversal

Vsd - esforço cortante solicitante de cálculo

Vpd - componente tangencial da força de protensão

Vrd2 - força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto

Vc - força cortante absorvida por mecanismos complementares

Asw,cal - armadura transversal calculada

Asw,min - armadura transversal mínima

Asw,nec - armadura transversal necessária

k - fator de correção para o efeito de fadiga

- Armadura transversal (protensão):

Armadura de introdução da força de protensão (Pós-Tração):

Armadura de fendilhamento:

$$Asw1 = 0,3 \cdot (1 - a0 / a1) \cdot P0 / fyd$$

Sendo:

$a0 = 24$  cm, é a altura da placa de ancoragem;

$f_{yd} = 434,78$  MPa, é a tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;

Para  $x = 0$  cm e  $y = 38$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 76$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 114$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 0$  cm e  $y = 152$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 3320$  cm e  $y = 38$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 3320$  cm e  $y = 76$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 3320$  cm e  $y = 114$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Para  $x = 3320$  cm e  $y = 152$  cm:  $P0 = 214,06$  tf;  $a1 = 38$  cm;  $Asw1 = 5,442$  cm<sup>2</sup> (21,469 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 25,3 cm);

Equilíbrio da força de protensão:

$$Asw2 = \gamma_{fp2} \cdot 2 M / h \cdot fyd$$

$\gamma_{fp2} = 1,1$ , é um fator de ponderação adicional da força de protensão;

Lado esquerdo:  $M_{min} = -101,58$  tf.m;  $h = 190$  cm;  $Asw2 = 27,052$  cm<sup>2</sup> (28,476 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 95 cm);

Lado direito:  $M_{min} = -101,58$  tf.m;  $h = 190$  cm;  $Asw2 = 27,052$  cm<sup>2</sup> (28,476 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 95 cm);

Cisalhamento longitudinal:

$$Asw3 = Vp / fyd$$

Lado esquerdo:  $V_{p,max} = 262,86$  tf;  $Asw3 = 60,457$  cm<sup>2</sup> (31,82 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 190 cm);

Lado direito:  $V_{p,max} = 262,86$  tf;  $Asw3 = 60,457$  cm<sup>2</sup> (31,82 cm<sup>2</sup>/m distribuído em 190 cm);

Obs.: Os valores da força de protensão foram ponderadas por  $\gamma_{fp} = 1,1$ .

- Armadura transversal (interface):

Verificação da tensão de aderência para elementos compostos:

$$\tau_{sd} = 0,26 \text{ MPa} < 0,25 \cdot f_{cd} = 7,14 \text{ MPa (Ok!)}$$

$$\tau_{sd} = 0,26 \text{ MPa} \leq \beta_s \cdot f_{yd} \cdot A_{sw,int} / (b \cdot s) + \beta_c \cdot f_{ctd} = 0,53 \text{ MPa}$$

Com:

$\tau_{sd} = F_{md} / (a_v \cdot b)$ , é a tensão de aderência de cálculo na interface

$F_{md} = 859,26$  tf, é o valor médio força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento  $a_v$

$a_v = 3320$  cm, é a distância entre os pontos de momento nulo e máximo

$b = 100$  cm, é a largura da interface

$f_{cd} = 28,57$  MPa, resistência de cálculo à compressão do concreto de menor resistência no contato

$f_{ctd} = 1,76$  MPa, resistência de cálculo à tração do concreto de menor resistência no contato

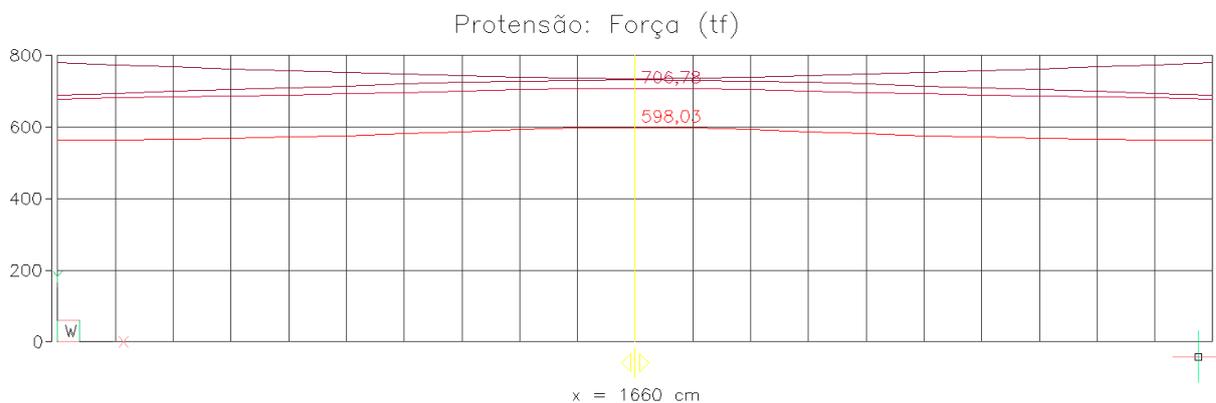
$f_{yd} = 434,78$  MPa, é a tensão de escoamento de cálculo da armadura que atravessa perpendicularmente a interface

$A_{sw,int} / s = 0,20000$  cm<sup>2</sup> / cm, é área da armadura por unidade de comprimento que atravessa perpendicularmente a interface

$\beta_s = 0,000$ , é o coeficiente de minoração aplicado à armadura

$\beta_c = 0,300$ , é o coeficiente de minoração aplicado ao concreto

- Cálculo da ancoragem da viga



- Força de protensão total ( $R_t$ ): 707 tf;
- Força de protensão em cada cabo ( $R_t$ ): 177 tf;
- Força total de protensão sem as perdas, por cabo ( $R_{td}$ ): 195 tf;

#### Fendilhamento dos blocos de ancoragem

- Força de fendilhamento na largura da viga ( $R_{t1}$ ): 40,50 tf
- Armadura calculada ( $A_{st_{cal}}$ ): 9,31 cm<sup>2</sup>
- Armadura adotada ( $A_{st_{adot}}$ ): 16,0 cm<sup>2</sup> - 4 barras  $\phi$  16mm, com 2 ramos (comprimento de 35 cm)

- Cálculo do içamento da viga

Segue na imagem abaixo a posição dos furos para içamento das longarinas com hastes metálicas

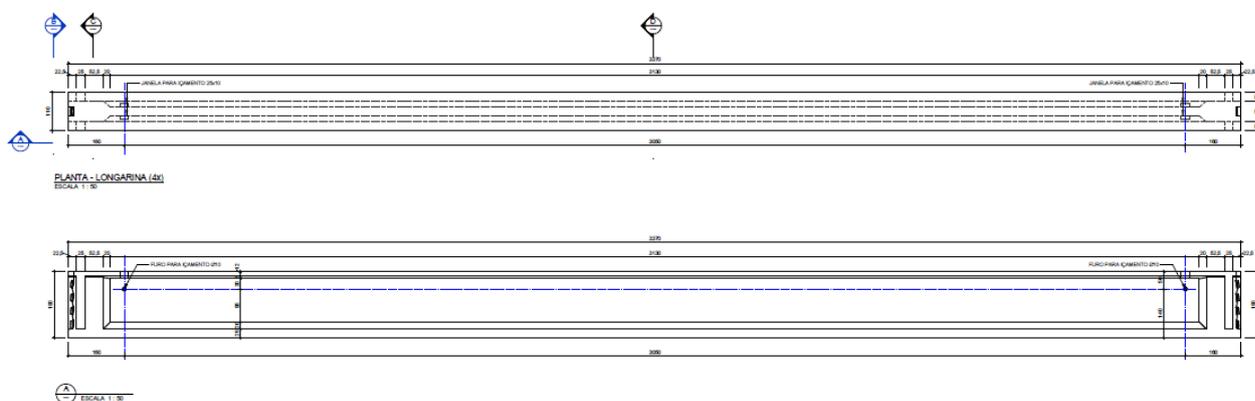


FIGURA 76 – POSIÇÃO DOS FUROS PARA IÇAMENTO - LONGARINA

Segundo a NBR 9062:2017, as solicitações devem ser majoradas segundo os coeficientes  $\gamma_f$  e  $\beta_a$ , tendo o segundo a função de simular as ações dinâmicas que ocorrem durante movimentações. Para o caso de içamento e transporte, são considerados os valores abaixo:

- $\gamma_f = 1,30$  /  $\beta_a = 1,30$



FIGURA 77 – MODELO DE CÁLCULO



FIGURA 78 – REAÇÕES DE APOIO LONGARINA

#### Cálculo da armadura do pino de içamento

- Reação no pino: 55,35 tf
- Armadura para içamento ( $A_{s_{cal}}$ ): 12,72 cm<sup>2</sup>/m
- Armadura adotada ( $A_{s_w}$ ): 19,63 cm<sup>2</sup>/m - 4 barras  $\phi$  25mm

#### Verificação do esmagamento no concreto no contato com o pino

- Área de contato ( $A_{s_{cont}}$ ): 10 x 23 = 230 cm<sup>2</sup>
- Reação no pino: 55,35 tf
- Tensão limite:  $f_{ck} / 1,4 = 4,0 \text{ kN/cm}^2 / 1,4 = 2,86 \text{ kN/cm}^2$
- Tensão atuante:  $543 \text{ kN} / 230 \text{ cm}^2 = 2,36 \text{ kN/cm}^2$

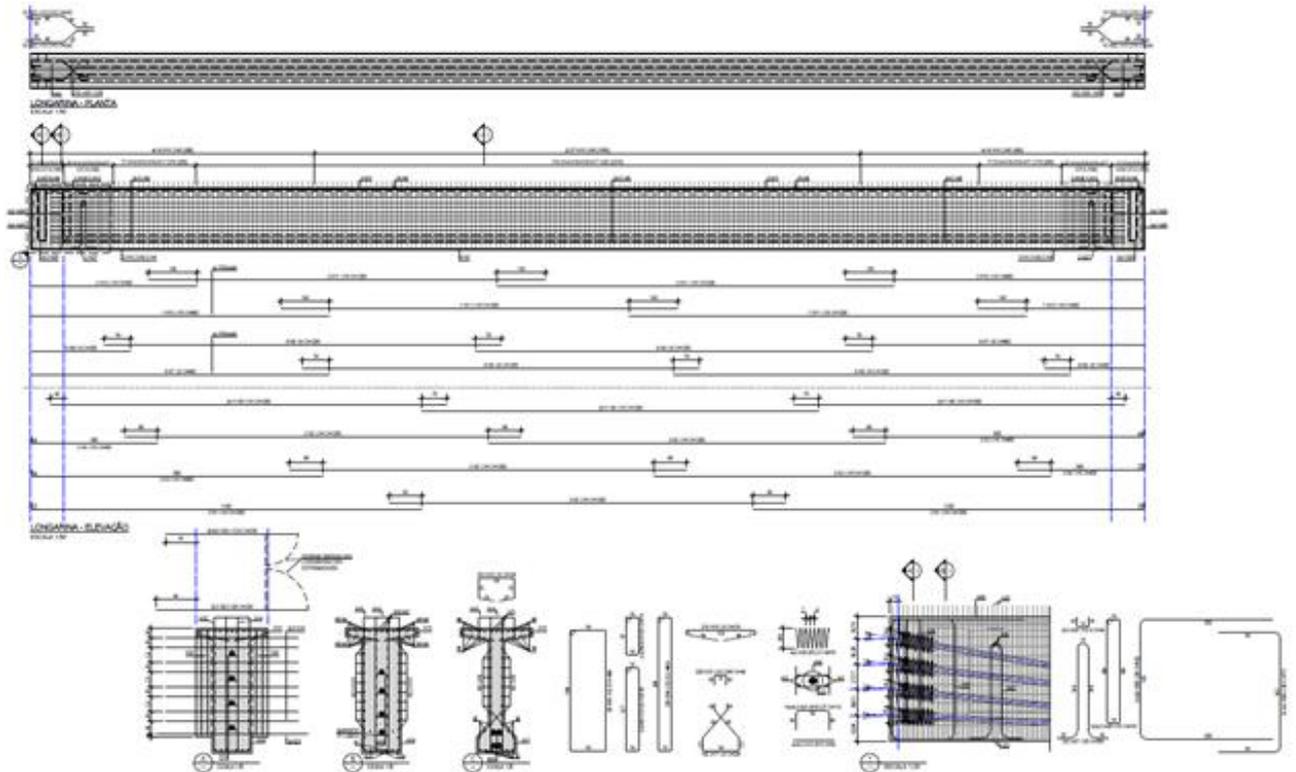


FIGURA 79 – ARMADURA LONGARINAS

#### 8.3.4. Transversina

- Modelo de cálculo

Para o dimensionamento da transversina, foi elaborado um modelo de cálculo considerando as posições do macaqueamento como apoios da viga, e na posição das longarinas foram aplicadas as cargas atuantes.

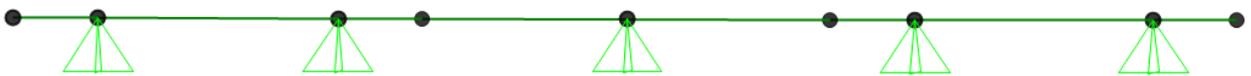


FIGURA 80 – MODELO DE CÁLCULO – TRANSVERSINA

Seguem nas imagens abaixo os carregamentos aplicados na transversina.

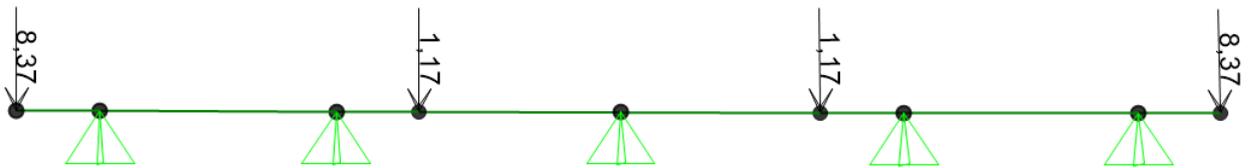


FIGURA 81 – CARGA PERMANENTE – GUARDA-RODAS (tf)

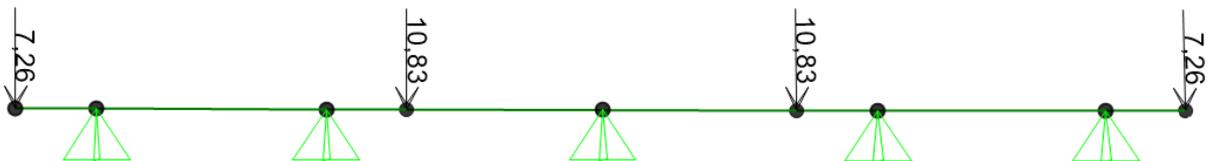


FIGURA 82 – CARGA PERMANENTE – PAVIMENTO RÍGIDO (tf)

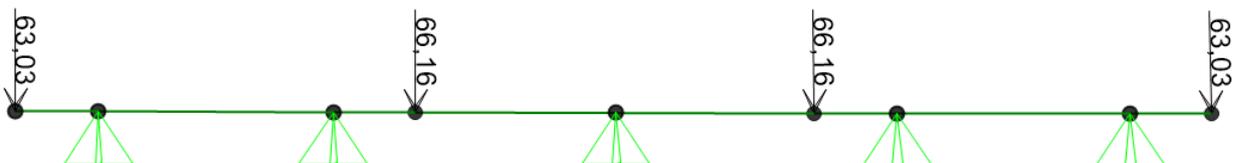


FIGURA 83 – CARGA PERMANENTE – LONGARINAS E LAJE DO TABULEIRO (tf)

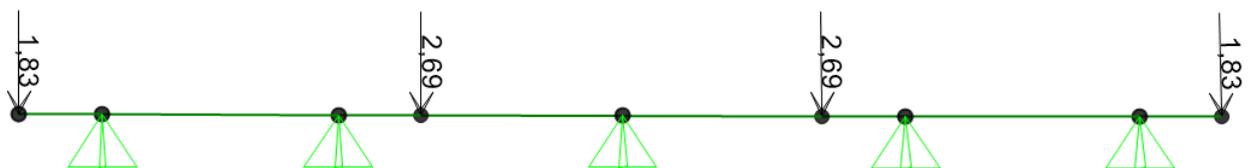


FIGURA 84 – SOBRECARGA (tf)

Abaixo seguem os resultados dos esforços e a reação de apoio nos macacos.

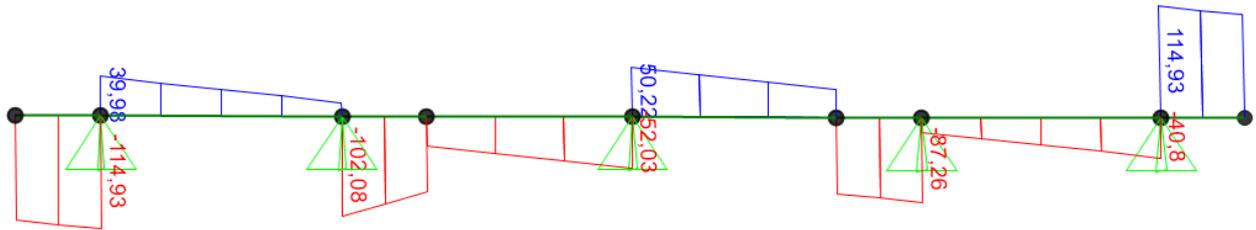
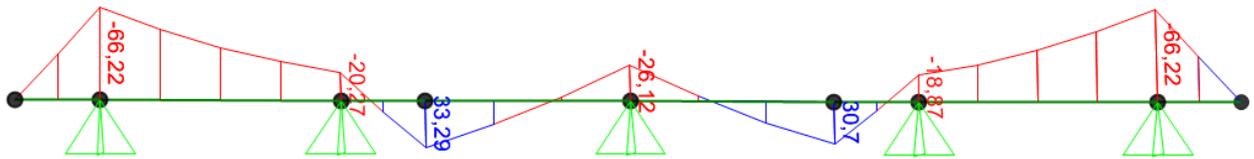


FIGURA 85 – CORTANTE V22 (TF)



FIGRA 86 – MOMENTO M33 (tf.m)

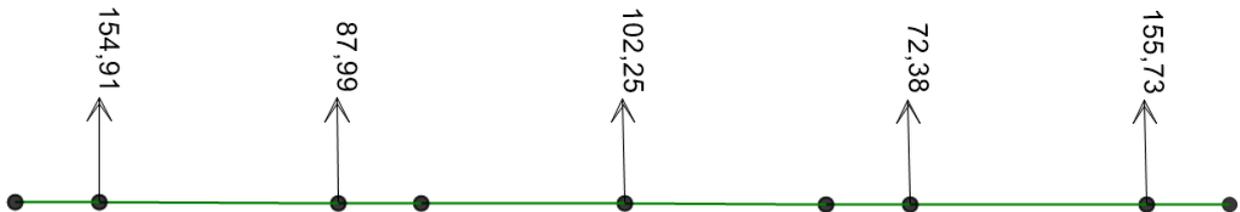


FIGURA 87 – REAÇÃO DE APOIO NOS MACACOS (tf)

- Armaduras longitudinais:

Armadura positiva				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
32.650	185	175	25	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)		
23,4	CA-50	0,024	4,48	6,94

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
3 x 20mm	9,42

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 4,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 9,42 \text{ cm}^2/\text{m} - 3 \phi 20\text{mm}$ );

Armadura negativa				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
64.935	185	175	25	C30
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	8,91	6,94
11,79	CA-50	0,024		

$A_{s_{adot.}}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
3 x 20mm	9,42
2 x 12,5mm	2,50
<b>TOTAL</b>	<b>11,92</b>

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 8,91 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 6,94 \text{ cm}^2/\text{m}$ );
- Armadura adotada ( $A_{s_{nec}} = 11,92 \text{ cm}^2/\text{m} - 3 \phi 20\text{mm} \text{ e } 2 \phi 12,5\text{mm}$ );

- Armaduras transversais:

Dados de Entrada	
Vsd (kN)	1127,46
h (cm)	185
d (cm)	175
bw (cm)	25
fck (MPa)	30
$\gamma_C$	1,4
$A_{s,ef}$	9,42
$f_{yw}$ (MPa)	500
Aço	CA-50
$N_{sd}$ (kN)	0

Resistencia do Concreto ao Cisalhamento	
Pré-Cálculo	
$\sigma_{cp}$ (kN/cm)	0,000
$\tau_{Rd}$ (kN/cm)	0,036
k	-0,15
$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> /m)	9,42
$\rho_1$	0,0022
Resultado	
<b>VRd1 (kN)</b>	<b>-30,56</b>

<0,02

NÃO OK!

Verificação Compressão Diagonal no concreto	
Pré-Cálculo	
$\alpha_{v2}$	0,88
Resultado	
<b>VRd2 (kN)</b>	<b>2.228</b>

OK!

Armadura Transversal	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
$f_{ctd}$ (kN)	0,145
$V_c$ (kN)	380,16
$f_{ywd}$ (kN)	43,5
Resultado	
<b><math>A_{sw}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>1,64</b>

Armadura Mínima	
Pré-Cálculo	
s (cm)	15
$f_{ctm}$ (kN)	0,29
Resultado	
<b><math>A_{sw_{min}}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>0,43</b>
Armadura	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
2 x 1,25mm	2,50

- Armadura calculada ( $A_{sw, cal}$ ) = 1,64 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{sw, min}$ ) = 0,43 cm<sup>2</sup>/m.
- Armadura adotada ( $A_{sw}$ ) = 2,50 cm<sup>2</sup>/m – 2 Ramos  $\phi$  12,5mm c/ 15cm

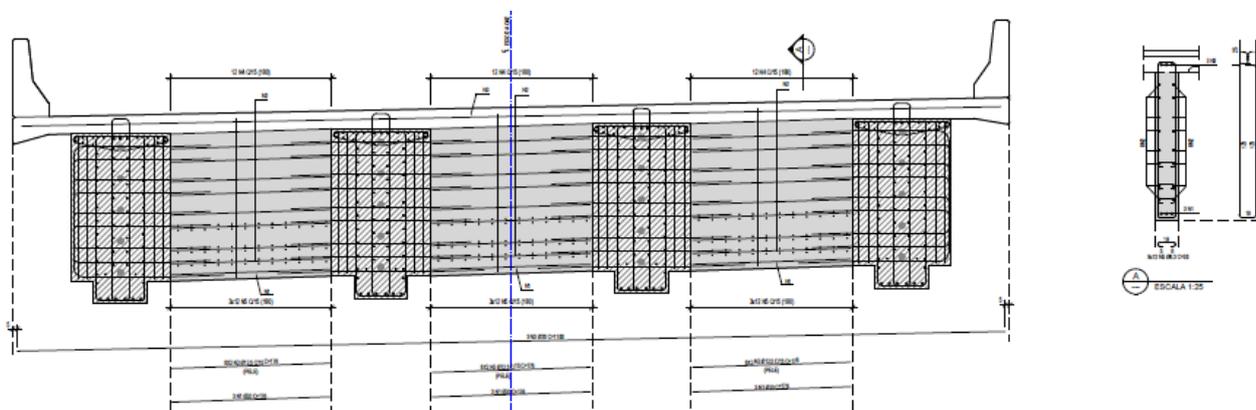


FIGURA 88 – ARMADURA TRANSVERSINA

### 8.3.5. Aparelho de apoio

Os aparelhos em Neoprene fretado foram verificados de acordo com os padrões de referência da norma internacional BS EN 1337-3, para cálculo de aparelhos de apoio em função das forças atuantes no sentido vertical, horizontal e transversal na seção do aparelho e de sua rotação em decorrência da deformação provocada pelo movimento das longarinas em seu topo.

### Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	6.40	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	2.22	4.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.84	$\geq 0$	OK
Estabilidade a flambagem	14.96	$\leq 32.6$	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

#### Variáveis de entrada

$$F_{zk} = 1476 \text{ kN}$$

$$F_{zd} = 2067 \text{ kN}$$

$$F_{xd} = 25.00 \text{ kN}$$

$$v_{xd} = 7.59 \text{ mm}$$

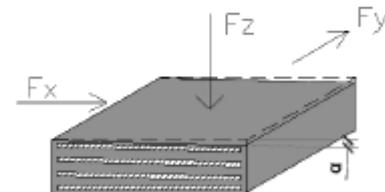
$$\alpha_{a,d} = 0.00777 \text{ rad}$$

$$F_{zd, \text{mín}} = 1309 \text{ kN}$$

$$F_{yd} = 20 \text{ kN}$$

$$v_{yd} = 6.07 \text{ mm}$$

$$\alpha_{b,d} = 0.0 \text{ rad}$$



#### Aparelho de apoio escolhido

$$a = 300.0 \text{ mm}$$

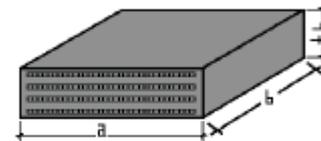
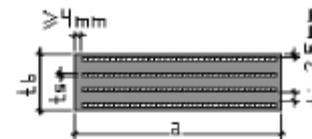
$$b = 500.0 \text{ mm}$$

$$n = 3.0 \text{ camadas}$$

$$t_s = 4.0 \text{ mm}$$

$$t_i = 12.0 \text{ mm}$$

$$t_b = 57.0 \text{ mm}$$



#### Configurações

$$*K_f = 0.6$$

$$G = 0.9 \text{ MPa}$$

$$E_b = 2000.0 \text{ MPa}$$

$$f_y = 210.0 \text{ MPa}$$

$$c_h = 4.0 \text{ mm}$$

$$c_v = 2.5 \text{ mm}$$

$$**K_h = 1.0$$

\*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto  $K_f = 0,6$  e, para quais quer outros materiais  $K_f = 0,2$ .

\*\*Para aparelhos de apoio com presença de furos  $K_h = 2,0$ , caso contrário,  $K_f = 1,0$ .

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (3.27 + 0.24 + 0.77) \leq 7 = 6.40 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{r_q} \leq 1,0 = 0.24 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 2.22 \leq 4.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.84 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 14.96 \leq 32.63 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,mtn} = \frac{F_{z,d \min}}{A_r} \geq 3 = 9.47 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d \min} \leq 0 = -223223.71 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

## 8.4. ESTRUTURAS COMPLEMENTARES

### 8.4.1. Guarda-Rodas

Conforme a norma NBR 7188 (ABNT, 2013), o dispositivo de contenção (guarda-rodas) deve ser dimensionado para uma força horizontal perpendicular à direção do tráfego, no valor de 100 kN. Esta força deve ser aplicada concomitantemente à uma força vertical de 100 kN sobre a estrutura, conforme apresentado no item 5.1.3.

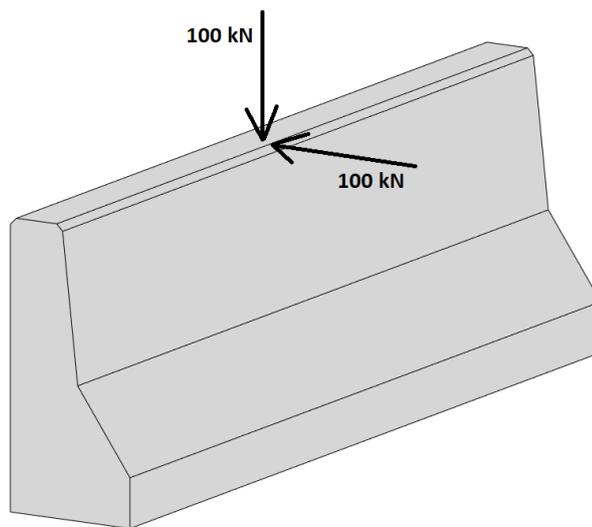


FIGURA 89 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

De acordo com a NBR 7188 (ABNT, 2013), para colisões ao nível do tabuleiro, a ação das forças de impacto sobre a barreira, são aplicadas em um comprimento de 50 cm, no topo do elemento, admitindo-se uma distribuição espacial a 45 graus, com mostra a imagem abaixo.

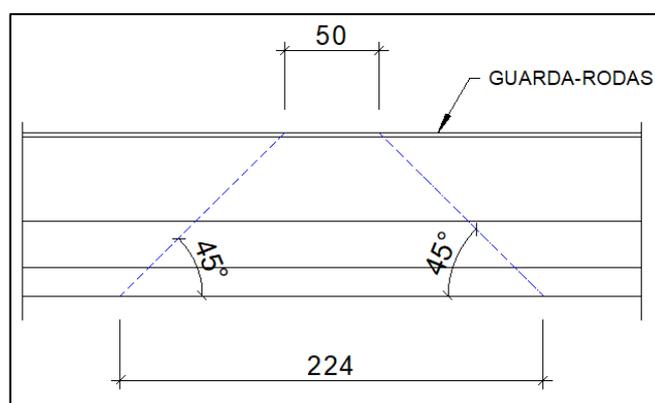


FIGURA 90 – DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS

Para a obtenção dos esforços atuantes, foi gerado um modelo de cálculo do guarda-rodas, com as cargas aplicadas na extremidade da barra, como mostra a imagem abaixo.



FIGURA 91 – CARGAS DE IMPACTO NO GUARDA-RODAS (kN) – MODELO DE CÁLCULO

A carga de impacto no guarda-rodas, conforme a NBR 7188 (ABNT, 2013), é considerada uma combinação excepcional, com fatores de majoração de 1,15 para peso próprios de elementos moldados no local e 1,0 para ações variáveis em geral.

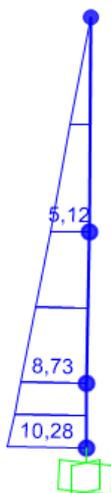


FIGURA 92 – MOMENTO FLETOR (tf.m) – MODELO DE CÁLCULO

Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
10.080	40	35	224	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	6,62	13,44
27,2	CA-50	0,023		

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
15 barras 12,5mm	18,75

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 8,72 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 13,44 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 18,75 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  12,5mm c/ 15cm

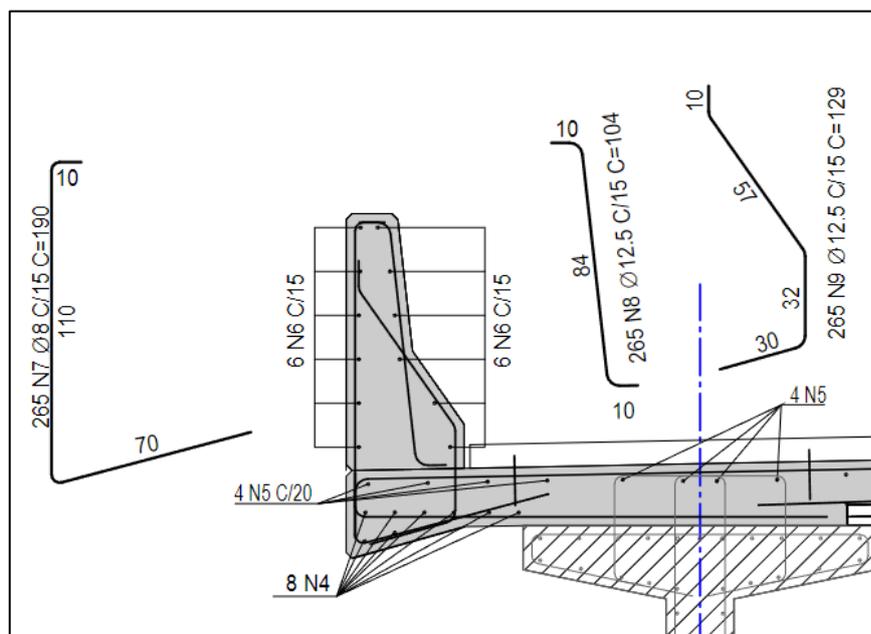


FIGURA 93 – ARMADURA GUARDA-RODAS

#### 8.4.2. Laje de transição

Para a laje de transição da Ponte do Rio Carazinho, foi adotada uma espessura de 0,28m, com dimensões de 3,86m e 4,50m, conforme previsto no projeto do pavimento rígido.

Em função do revestimento da ponte ser em pavimento rígido, a laje de transição é semelhante a uma placa de pavimento rígido. Para o seu dimensionamento, foi elaborado um modelo de cálculo, considerando um elemento de área para simular a laje sobre uma base elástica. A rigidez da base elástica foi calculada conforme as recomendações do IBTS, gráfico abaixo.

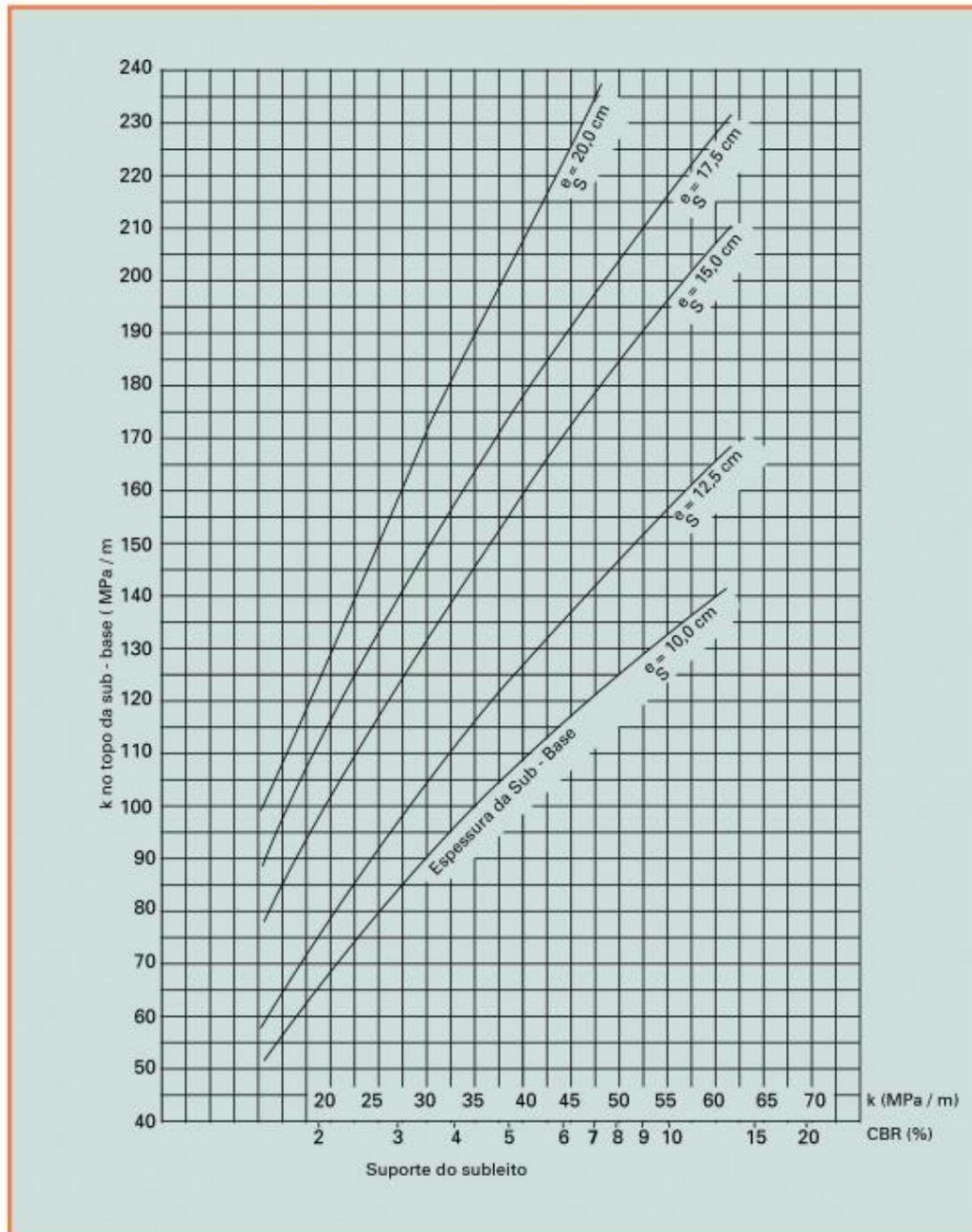


Figura 2.8: Aumento de  $k$  devido à presença de sub-base de solo-cimento

FIGURA 94 – VALOR DE K PARA SUB-BASE DE SOLO CIMENTO – MANUAL IBTS

Foi considerado uma sub-base com CBR igual a 5% e uma espessura de 10,0cm, sendo o valor de  $k$  igual a 100 MPa/m.

Abaixo segue as imagens do modelo de cálculo, geometria e carregamentos.

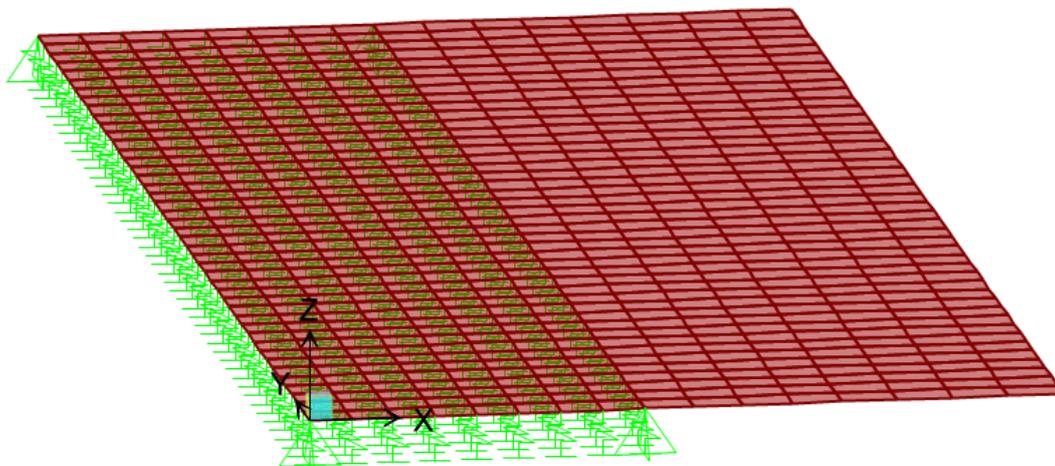


FIGURA 95 – MODELO DE CÁLCULO – LAJE DE TRANSIÇÃO

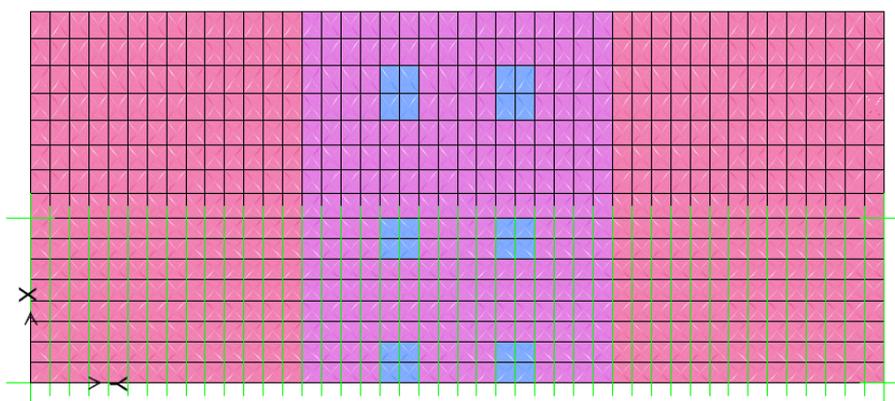


FIGURA 96 – SOBRECARGA - TREM-TIPO POSIÇÃO 1 (tf.m/m)

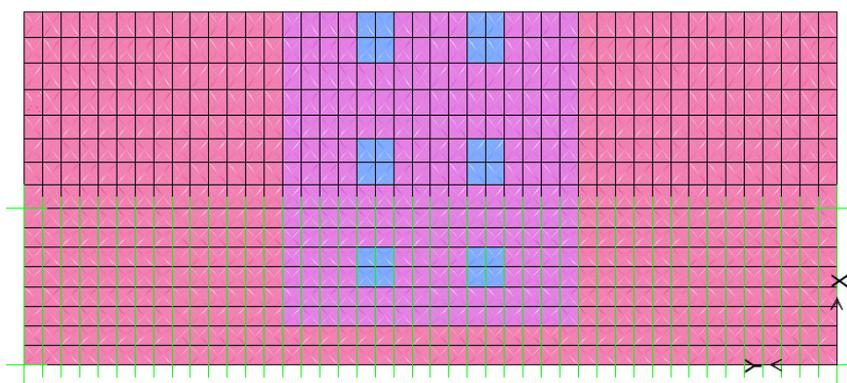


FIGURA 97 – SOBRECARGA - TREM-TIPO POSIÇÃO 2 (tf.m/m)

Seguem abaixo os esforços encontrados para a laje de transição.

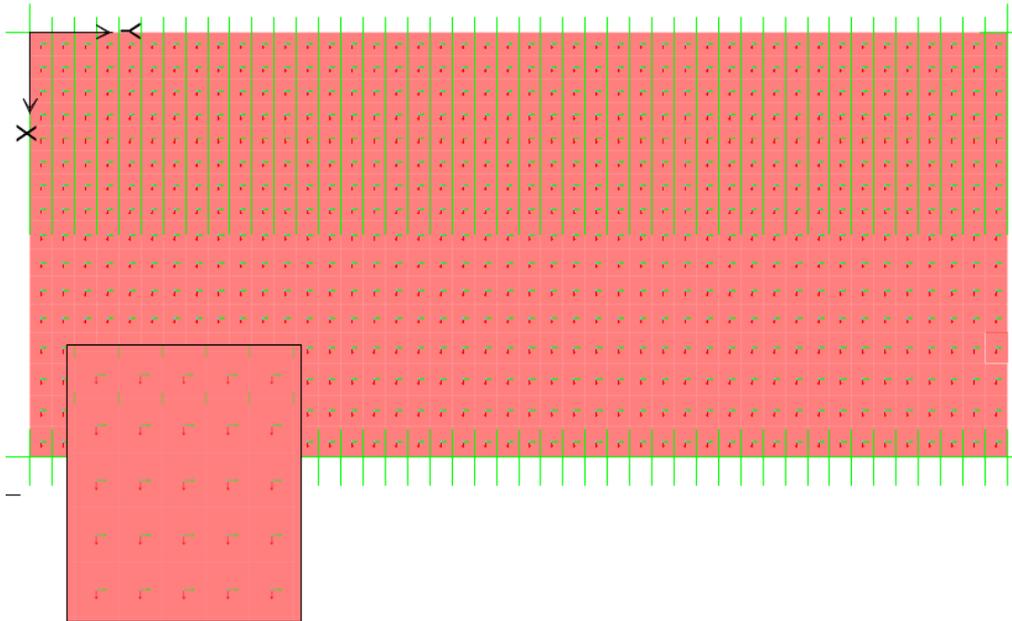


FIGURA 98 – EIXOS LOCAIS DO MODELO DE CÁLCULO

**Legenda:** Eixo 1: vermelho / Eixo 2: verde / Eixo 3: ciano

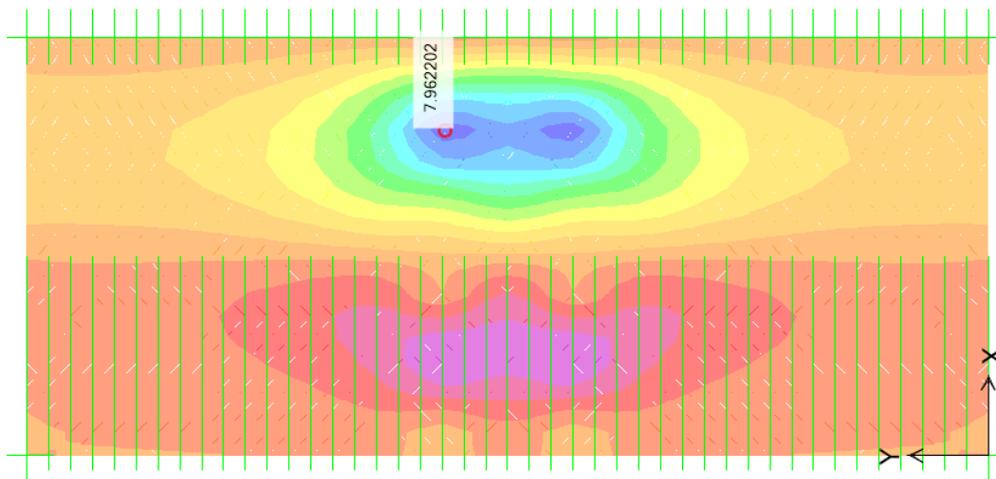


FIGURA 99 – MOMENTO M11 (tf.m)

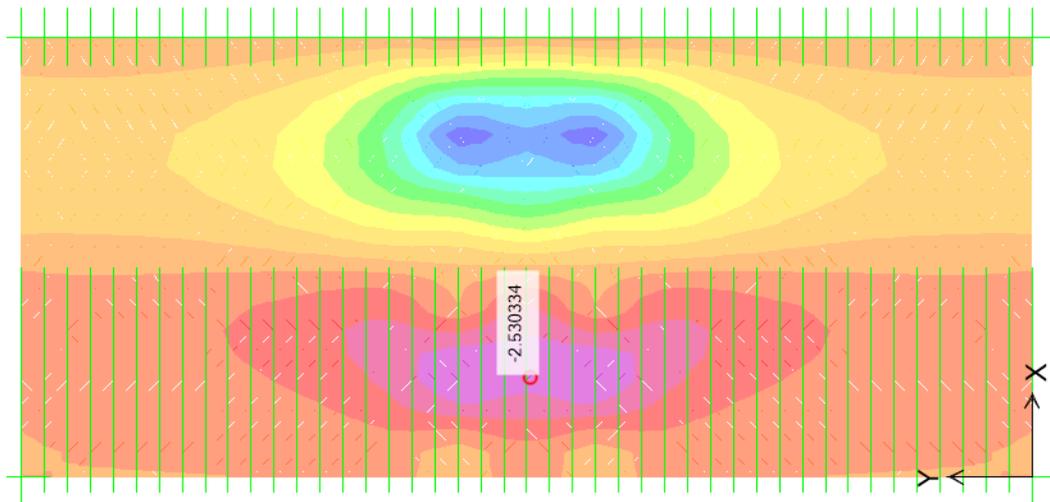


FIGURA 100 – MOMENTO M11 (tf.m)

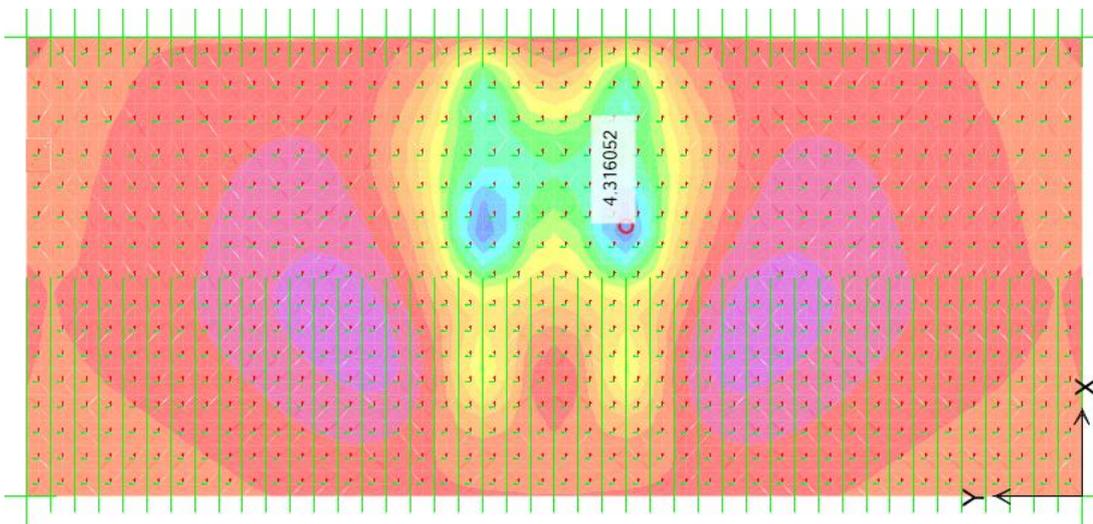


FIGURA 101 – MOMENTO M22 (tf.m)

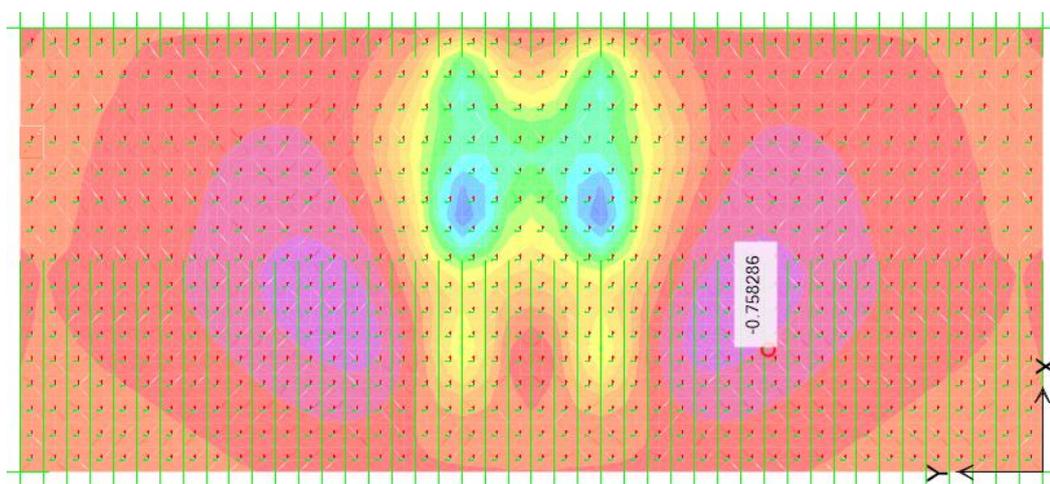


FIGURA 102 – MOMENTO M22 (tf.m)

Armadura positiva - M11				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
7.800	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	8,14	4,20
6,8	CA-50	0,024	<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
			12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 8,14 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 4,20 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 8,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  12mm c/ 15cm

Armadura negativa - M11				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
2.450	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	2,45	4,20
21,59	CA-50	0,023	<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
			10mm c/15	5,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 2,45 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 4,20 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 5,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  10mm c/ 15cm

Armadura positiva - M22				
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
4.228	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	4,41	4,20
12,5	CA-50	0,024	<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
			10mm c/15	5,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}}$ ) = 4,41 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}}$ ) = 4,20 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}}$ ) = 5,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  10mm c/ 15cm

Armadura negativa - M22				
Dados de Entrada				
Md- (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
736	28	23	100	C40
Coeficientes			Armadura calculada (cm <sup>2</sup> )	Armadura mínima (cm <sup>2</sup> )
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	0,74	4,20
71,90	CA-50	0,023	<b>As<sub>adot.</sub></b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
			10mm c/15	5,33

- Armadura calculada ( $A_{s_{cal}} = 0,74 \text{ cm}^2$ );
- Armadura mínima ( $A_{s_{min}} = 4,20 \text{ cm}^2$ ).
- Armadura adotada ( $A_{s_{adot}} = 5,33 \text{ cm}^2 - \phi 10\text{mm c/15cm}$ )

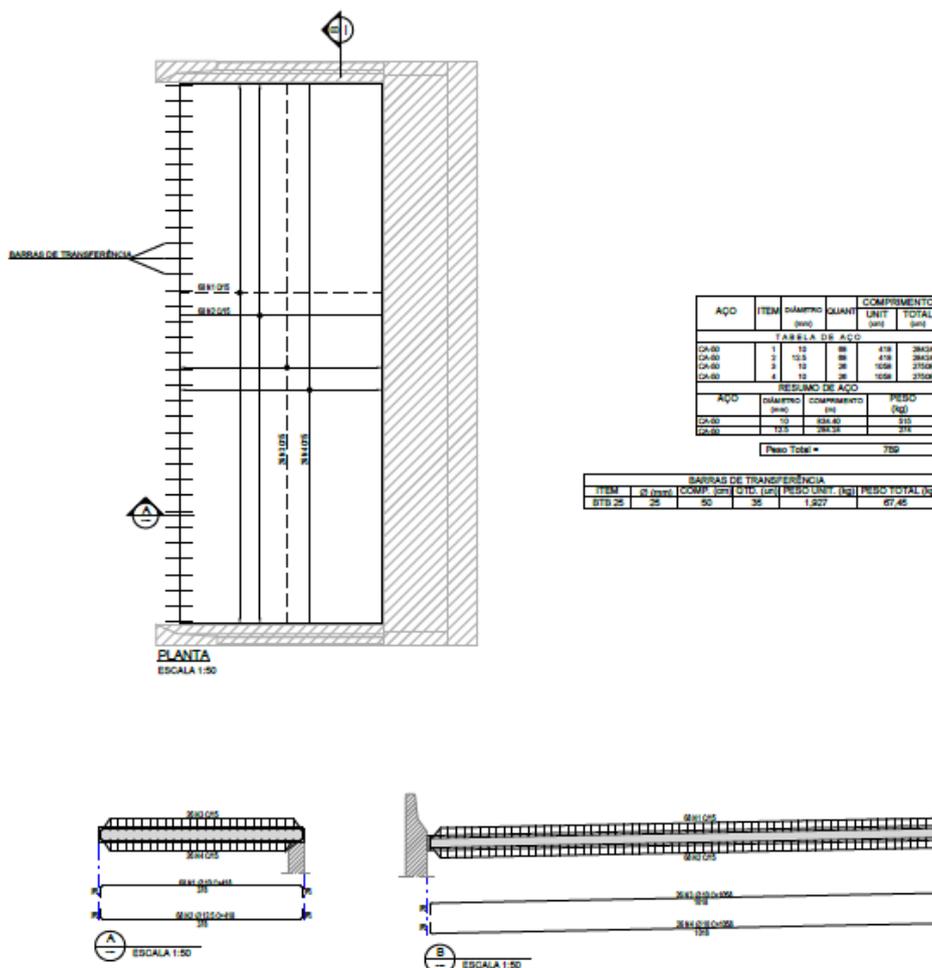


FIGURA 103 – FORMA E LAJE DE TRANSIÇÃO – ENCONTRO 01

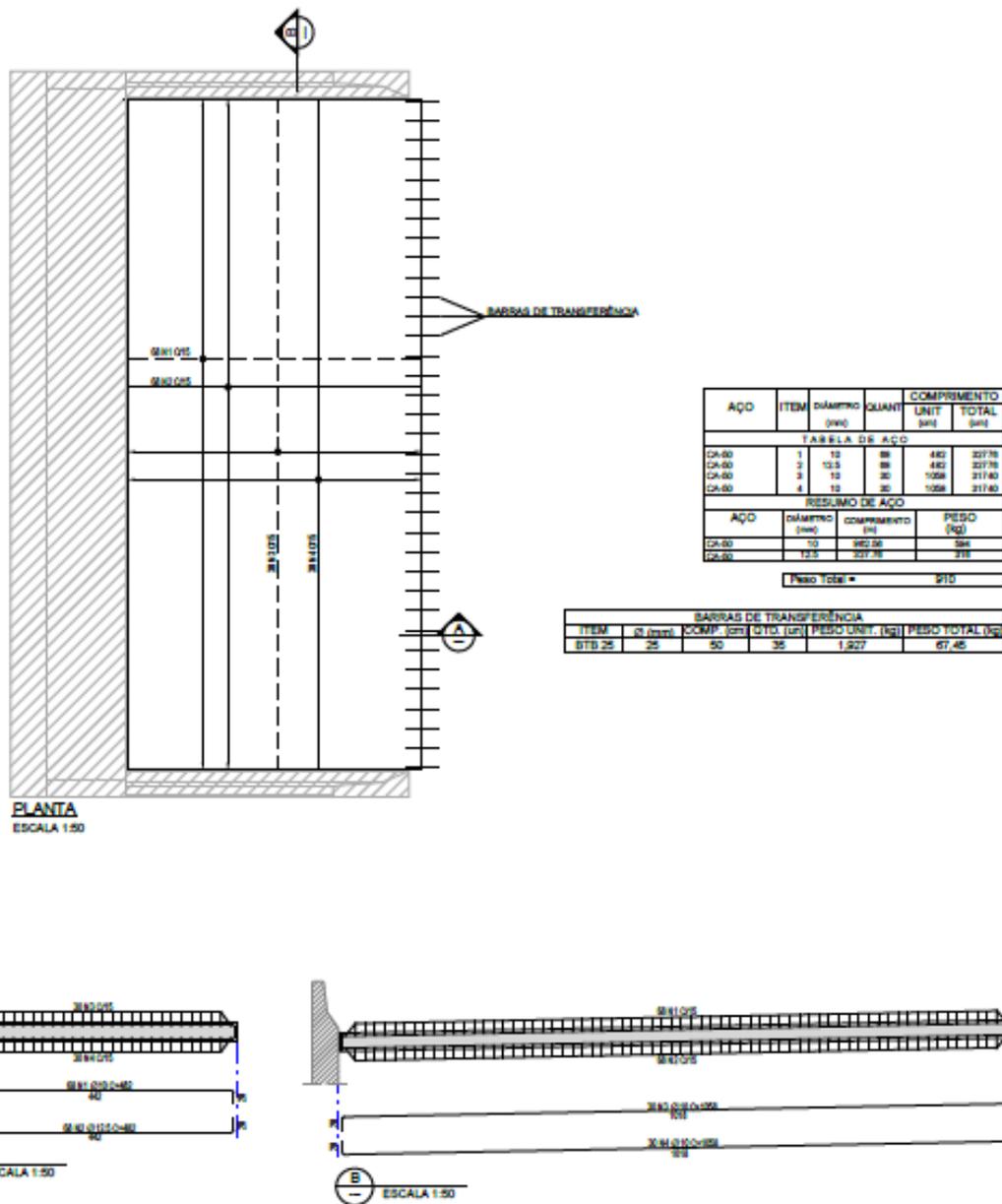


FIGURA 104 – FORMA LAJE DE TRANSIÇÃO – ENCONTRO 02

### 8.4.3. Cortina

Segue abaixo o dimensionamento da cortina de contenção localizada nos encontros. Para a obtenção dos esforços atuantes, foi gerado um modelo de cálculo da cortina, com as cargas de empuxo do solo, sobrecarga e peso da laje de transição aplicadas na barra, como mostram as imagens abaixo.

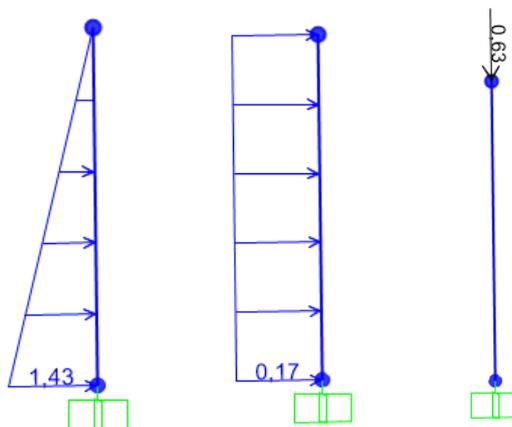


FIGURA 105 – CARREGAMENTOS – EMPUXO SOLO, SOBRECARGA E PESO LAJE DE TRANSIÇÃO (tf/m)

Com os dados acima foi possível obter os esforços que possibilitam a verificação da estrutura como uma seção de “viga”.

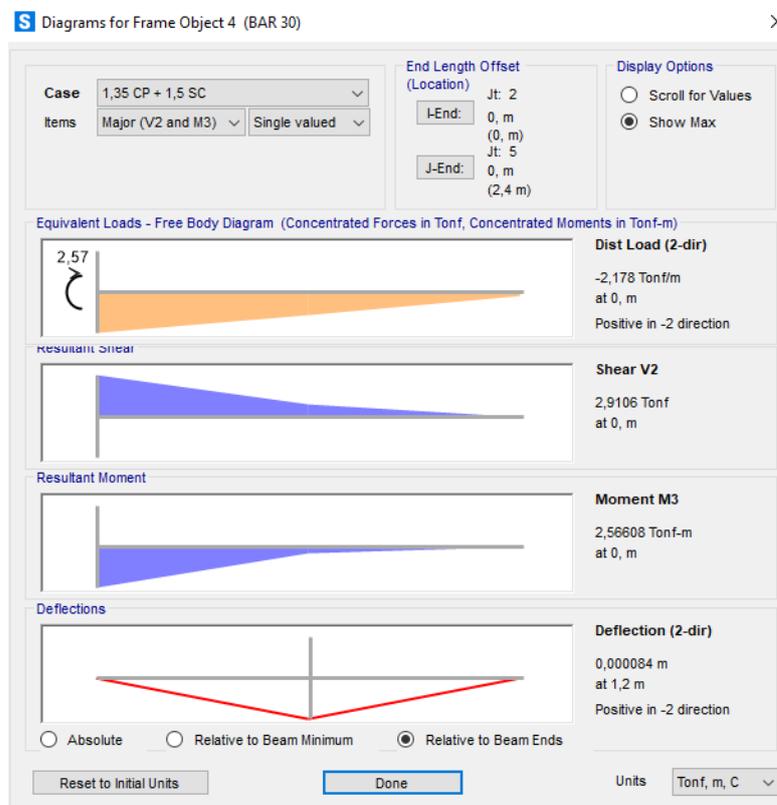


FIGURA 106 – ESFORÇOS – MOMENTO FLETOR E CORTANTE (tf/m)

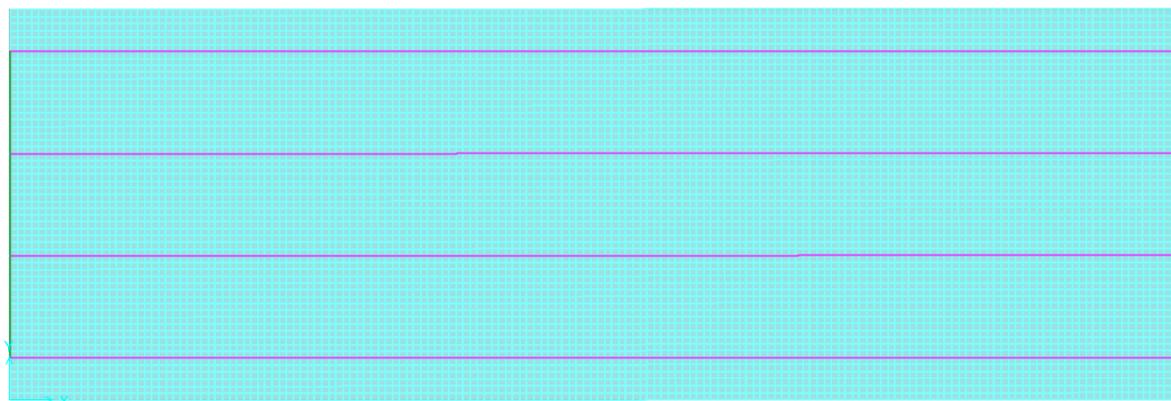
Dados de Entrada				
Md+ (kN.cm)	h (cm)	d (cm)	bw (cm)	Fck
2.570	30	25	100	C30
Coeficientes			Armadura	Armadura
Kc (cm <sup>2</sup> /KN)	AÇO	Ks (cm <sup>2</sup> /KN)	calculada (cm <sup>2</sup> )	mínima (cm <sup>2</sup> )
24,3	CA-50	0,023	2,36	4,50

As <sub>adot.</sub>	As (cm <sup>2</sup> )
12,5mm c/15	8,33

- Armadura calculada ( $A_{S_{cal}}$ ) = 2,36 cm<sup>2</sup>;
- Armadura mínima ( $A_{S_{min}}$ ) = 4,50 cm<sup>2</sup>.
- Armadura adotada ( $A_{S_{adot}}$ ) = 8,33 cm<sup>2</sup> –  $\phi$  12,5mm c/ 15cm

### 8.5. JUNTAS DE DILATAÇÃO

Para a avaliação da junta de dilatação, foram consideradas combinadas as seguintes cargas: permanentes, temperatura, frenagem e trem-tipo. A figura abaixo mostra o resultado do deslocamento da estrutura.



Pt Obj: 39243  
 Pt Elm: 39243  
 U1 = 4,7288  
 U2 = 1,5854  
 U3 = -9,147  
 R1 = 0,00231  
 R2 = -0,02159  
 R3 = 6E-05

FIGURA 107 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DA ESTRUTURA (mm)

- Combinação: Carga permanente + sobrecarga + temperatura;
- Deslocamento: 4,73 mm
- Junta de dilatação adotada: JJ5070VV, ou similar (catálogo abaixo)

SELANTE		DIMENSÕES – PONTO NEUTRO		MOVIMENTAÇÕES		
CÓDIGO	LARGURA	PROFUNDIDADE	LARGURA	COMPRESSÃO (-)	RAÇÃO (+)	RECALQUE/CISALHAMENTO (-)/(+)
JJ2030VV	20	40	20	10	10	12
JJ2540VV	25	50	25	10	15	15
JJ3550VV	35	60	35	15	20	21
JJ4060VV	40	70	40	20	20	30
JJ5070VV	50	80	50	25	25	30
JJ6080VV	60	90	60	30	30	36
JJ8097VV	80	120	80	40	40	48
JJ99120VV	100	140	100	50	50	60
JJ120120VV	120	140	120	60	60	72
JJ150190VV	150	210	150	75	75	90

FIGURA 108 – CATÁLOGO JUNTAS JEENE

## 9. CONCLUSÃO

Conforme os dados apresentados neste documento, conclui-se que a estrutura proposta para a Ponte sobre o Rio Carazinho é estável e atende aos critérios de segurança impostos pelas normas citadas.

## 10. TERMO DE ENCERRAMENTO

Este documento, denominado **Memória de Cálculo – Ponte sobre o Rio Carazinho**, referente ao contrato de “Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1 - Subtrecho 02”, é composto por 118 páginas, inclusive esta, numeradas sequencialmente a partir do sumário.

Rio de Janeiro, 26 de Janeiro de 2024



---

**Consórcio PRODEC - UNIDEC**

Eng.º Márcio Roberto Fernandes

CREA-RJ 18.471/D

Coordenação Geral

## ANEXO 1 - FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA – PONTE EXISTENTE SOBRE O RIO BONITO

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA****PARTE I - CADASTRO****1. DADOS BÁSICOS****IDENTIFICAÇÃO/ LOCALIZAÇÃO/ JURISDIÇÃO**OAE: Código: 223 Nome: Ponte Rio Carazinho Sentido: DuploTipo de Estrutura: Viga de Concreto Armado Nat. Transposição: Ponte Sist. Construtivo: Moldado no LocalUNIT: 01 Residência: \_\_\_\_\_ Rodovia: PR-466 UF: PRTrecho (SRE): 466S1050PRC Localização (km): 201 Cidade Prox.: Boa Ventura do São roqueCoordenadas UTM: Zona: 22J E1: 433339 N1: 7245080 DIR  
E3: 433301 N3: 7245070 ESQInspeção:  DNIT / Residência: \_\_\_\_\_  Outra entidade: Wosniak Engenharia**ADMINISTRAÇÃO** DNIT  DER  Concessão  OutrosNome: \_\_\_\_\_  
(para o caso concessão/ outros)

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA****PARTE I - CADASTRO****COMPRIMENTO/ LARGURA**Comprimento (m): 35 mLargura (m): 13 m**2. DADOS SOBRE CARACTERÍSTICAS FUNCIONAIS****CARACTERÍSTICAS PLANIALTIMÉTRICAS**Região:  Plana  Ondulada  Montanhosa

Greide: Rampa Máxima(%): - \_\_\_\_\_

Traçado:  Tangente  Curvo Raio (m): - \_\_\_\_\_Travessia:  Ortogonal  Esconsa**CARACTERÍSTICAS DA PISTA**Larg.Total da Pista (m): 7,20Pavimento:  Asfalto  ConcretoDrenos:  SimNº de Faixas: 2Passeio:  Sim  não NãoAcostamento:  Sim  NãoGuarda-rodas:  P. Antigo  N. JerseyPingadeiras:  SimLarg.Acostamento (m): 2,50 Outro Não

## FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA

### PARTE I - CADASTRO

### 3. CARACTERÍSTICA DA ESTRUTURA

#### Informações Gerais

Condição de Estabilidade	Condições de Conservação	Nota Técnica	Observações:
<input type="checkbox"/> 5 - Excelente <input checked="" type="checkbox"/> 4 - Boa <input type="checkbox"/> 3 - Boa Aparencia <input type="checkbox"/> 2 - Precária <input type="checkbox"/> 1 - Crítica	<input type="checkbox"/> 5 - Excelente <input checked="" type="checkbox"/> 4 - Boa <input type="checkbox"/> 3 - Boa Aparencia <input type="checkbox"/> 2 - Precária <input type="checkbox"/> 1 - Crítica	4	

#### Nível de Vibração do Tabuleiro

#### Inspeção Especializada - Realizada por engenheiro de Estruturas

<input checked="" type="checkbox"/> Normal <input type="checkbox"/> Intenso <input type="checkbox"/> Exagerado	<input type="checkbox"/> Necessária? <input checked="" type="checkbox"/> Não	<input type="checkbox"/> Sim <input checked="" type="checkbox"/> Não
	<input type="checkbox"/> Urgente? <input type="checkbox"/> Não	<input type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não
Observações adicionais:	Já houve inspeção especial?	<input type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não

#### Características Estruturais

1- Laje			Local	Quantidade (opcional)
Buraco (abertura)	<input type="checkbox"/> Existe	<input type="checkbox"/> É Iminente	Fissuras profundas finas e manchas de infiltração na região dos drenos	
Armadura Exposta	<input type="checkbox"/> Muito Oxidado	<input type="checkbox"/> Grande Incidência		
Concreto Desagregado	<input type="checkbox"/> Muita intensidade	<input type="checkbox"/> Grande Incidência		
Fissuras	<input type="checkbox"/> Forte infiltração	<input type="checkbox"/> Grande Incidência		
Marcas de infiltração	<input type="checkbox"/> Forte	<input type="checkbox"/> Grande Incidência		
Aspecto de Concreto	<input type="checkbox"/> Má Qualidade			
Cobrimento	<input type="checkbox"/> Ausente/Pouco			
		Nota Técnica:	4	

## FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA

### PARTE I - CADASTRO

#### 2- Vigamento Principal

Fissuras Finas	<input type="checkbox"/>	Algumas	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Trincas (fissuras w>0,3mm)	<input type="checkbox"/>	Algumas	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Armadura Principal	<input type="checkbox"/>	Expostas	<input type="checkbox"/>	Muito Oxidada
Desagreg. de Concreto	<input type="checkbox"/>	Muito Intenso	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Dente Gerber	<input type="checkbox"/>	Quebrado/Desplacado	<input type="checkbox"/>	Trincado
Deformação (flecha)	<input type="checkbox"/>	Exagerada		
Aspecto de Concreto	<input type="checkbox"/>	Má Qualidade		
Cobrimento	<input type="checkbox"/>	Ausente/Pouco		

**Nota Técnica:**

Local	Quantidade (opcional)

#### 3- Mesoestrutura

Armadura Exposta	<input type="checkbox"/>	Muito Oxidada	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Concreto desagregado	<input type="checkbox"/>	Muita Intensidade	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Fissura	<input type="checkbox"/>	Forte Infiltração	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Aparelho de Apoio	<input type="checkbox"/>	Danificado	<input type="checkbox"/>	Grande Incidência
Aspecto de Concreto	<input type="checkbox"/>	Má Qualidade		
Cobrimento	<input type="checkbox"/>	Ausente/Pouco		
Desaprumo	<input type="checkbox"/>	Há		
Deslocabilidade dos Pilares	<input type="checkbox"/>	Forte		

**Nota Técnica:**

Local	Quantidade (opcional)
Aparelho de apoio não identificado	

#### 4- Infraestrutura

Recalque de Fundação	<input type="checkbox"/>	Há	<b>Nota Técnica:</b> <input type="text" value="4"/>
Deslocamento de Fundação	<input type="checkbox"/>	Há	
Erosão Terreno de Fundação	<input checked="" type="checkbox"/>	Há	
Estacas Desenterradas	<input type="checkbox"/>	Há	

Local	Quantidade (opcional)
Leve erosão perto da cabeceira	

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA****PARTE I - CADASTRO****5- Pista/ Acesso**

Irregulares no Pav.  
Junta de Dilatação  
Acessos x Ponte  
Acidente com Veículos

Muita Intensidade  
Faltando/Inoperante  
Degrau Acentuado  
Frequente

Grande Extensão  
Muito Problemática  
Concordância Problem.  
Eventual

Local	Quantidade (opcional)
leve - irregularidade no pavimento	

Nota Técnica:

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA****PARTE II - REGISTRO DE ANOMALIAS**

Superestrutura:	Laje e Viga Longarina em bom estado de conservação. Mancha de infiltração na laje, aproximadamente com 0,5 m <sup>2</sup> , devido entupimento dos drenos. Fissuras finas profundas nas lajes, pequena área.
Mesoestrutura:	<b>Pilar Parede:</b> Sem anomalias e bom estado de conservação.
Infraestrutura:	Estacas: Não estão aparentes.
Juntas de Dilatação:	-
Aparelhos de Apoio:	<i>Não identificados</i>
Encontros:	<i>Entre pista e ponte, existência de fissuras transversais no pavimento (vide foto em anexo).</i>
Pavimento:	<i>Necessidade de recapeamento, fissura no meio da pista, sentido longitudinal (vide foto em anexo)</i>
Acostamento:	<i>Necessita de limpeza</i>
Drenagem:	<i>Desentupir os drenos</i>
Guarda-corpos:	-
Guarda-rodas:	-
Taludes:	<i>Erosão leve em um dos encontros</i>

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA****PARTE II - REGISTRO DE ANOMALIAS**

Iluminação:	-
Sinalização:	<i>Não possui placa de identificação da ponte</i>
Gabaritos:	-
Proteção de Pilares:	-
Informações Complementares:	-

**PARTE III - CLASSIFICAÇÃO**Superestrutura:   4   Mesoestrutura:   4   Infraestrutura:   4   Pista:   4   Nota Técnica:   4

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA**

**PARTE IV - REGISTRO FOTOGRÁFICO**



Vista Superior



Vista lateral acostamento



Fissura transversal - encontro pista x ponte



Fissura longitudinal

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA**

**PARTE IV - REGISTRO FOTOGRÁFICO**



Vista inferior drenos parcialmente entupidos



vista inferior



Pilar estabilizado



Vista lateral longarina



Vista do pilar

**FICHA DE INSPEÇÃO ROTINEIRA EXPEDITA**

**PARTE IV - REGISTRO FOTOGRÁFICO**



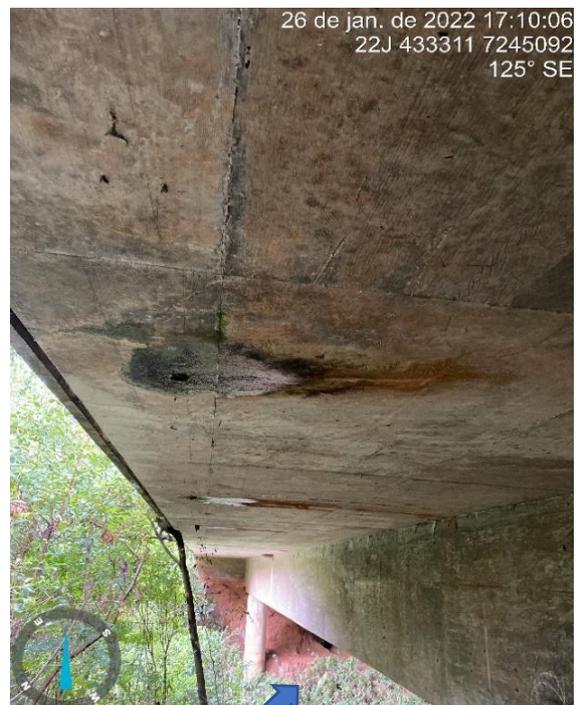
Vista inferior - parte da laje



Pilar



laje / longarina



Leve erosão na base da cabeceira

## ANEXO 2 - DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA



Colombo, 30 de outubro de 2023.

### DECLARAÇÃO

O Engenheiro Civil Fábio Augusto Wosniak, CREA-PR 65.821/D, responsável técnico pelo projeto de Obras de Artes Especiais, e o Consórcio PRODEC-UNIDEC, aqui representado pelo seu responsável técnico, o Engenheiro Civil Márcio Roberto Fernandes, CREA-RJ 18.471/D, declaram que calcularam e verificaram os quantitativos relativos ao Projeto de Obras de Artes Especiais, parte integrante do Projeto Executivo de Engenharia para Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-170/PRC-466, a aproximadamente 1 km do entroncamento com a PR-460 e PR-239, em Pitanga, e finalizando no km 220, no início do perímetro urbano de Turvo, com extensão total estimada de 45,5 km, denominado de Lote 1, pelos quais assumem total responsabilidade.

- Viaduto: Interseção da PR-170 com a PR-239;
- Viaduto: Interseção da PR-170 com a Avenida Universitária;
- Viaduto: Interseção da PR-170 com a PR-456;
- Passarela de Pedestres – Perímetro Urbano de Pitanga
- Ponte sobre o Rio Carazinho;
- Ponte sobre o Rio Bonito.

*Fábio Augusto Wosniak*

Fábio Augusto Wosniak (Nov 6, 2023 14:52 GMT-3)

**Fábio Augusto Wosniak**

Eng. Civil – CREA-PR 65.821/D

Projetista de OAE

*Márcio Roberto Fernandes*

Márcio Roberto Fernandes (Nov 6, 2023 14:57 GMT-3)

**Márcio Roberto Fernandes**

Eng. Civil – CREA-RJ 18.471/D

Consórcio PRODEC-UNIDEC

Coordenador Geral