

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Felipe Mallmann**

**VIADUTO RODOVIÁRIO SOBRE FERROVIA NO Km 441 DA  
BR-386: PROJETO DE VIADUTO EM ARCO COM  
TABULEIRO SUPERIOR**

Porto Alegre  
novembro 2016

**FELIPE MALLMANN**

**VIADUTO RODOVIÁRIO SOBRE FERROVIA NO Km 441 DA  
BR-386: PROJETO DE VIADUTO EM ARCO COM  
TABULEIRO SUPERIOR**

**Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia  
Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do  
Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil**

**Orientador: Rubem C. Schwingel**

Porto Alegre  
novembro 2016

**FELIPE MALLMANN**

**VIADUTO RODOVIÁRIO SOBRE FERROVIA NO Km 441 DA  
BR-386: PROJETO DE VIADUTO EM ARCO COM  
TABULEIRO SUPERIOR**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pelo professor relator do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2016

Prof. Rubem C. Schwingel  
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

Prof. Roberto Domingo Rios  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Relator

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Rubem C. Schwingel (UFRGS)**  
Msc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a meus pais, Donato e Irene, e às  
minhas irmãs, Eunice e Fernanda, que sempre me  
apoiaram, e especialmente durante o período do meu  
Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Rubem C. Schwingel, orientador deste trabalho, pelo conhecimento compartilhado, que possibilitou a construção do mesmo.

Agradeço a todos os meus familiares pelo incentivo e paciência, que foram fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Agradeço aos meus amigos e colegas de curso por todos os bons momentos durante os cinco anos da Graduação.

Não há nada permanente, a não ser a mudança.

*Heráclito.*

## RESUMO

O trabalho em questão versa sobre o projeto de um segundo viaduto no Km 441 da BR-386, entre Nova Santa Rita e Canoas. O trecho em questão é um ponto crítico, visto que o único viaduto no local possui apenas uma faixa de rodagem para cada sentido, causando um estreitamento das vias de pista dupla que nele convergem. Em função disso, em feriados e datas comemorativas, este trecho causa grandes congestionamentos e transtornos para os motoristas que ali trafegam. Visando amenizar o problema do tráfego, foi proposto este projeto, que envolve uma solução arquitetonicamente arrojada e busca o aprofundamento no desenvolvimento de estruturas em arco com tabuleiro superior. A estrutura se caracteriza por um viaduto com dois arcos inferiores em concreto armado, com vão total de 50m. Os arcos inferiores são constituídos por elementos de concreto armado pré-fabricado, as vigas nas quais se apoia a superestrutura são de concreto protendido e o tabuleiro é composto por lajes pré-moldadas de 60 cm de largura, espaçadas entre si por um vão 40 cm que será concretado no local. Durante o Trabalho de Conclusão de Curso I, foi feita a pesquisa bibliográfica e a apresentação de uma proposta de modelo estrutural inicial. A pesquisa tem como foco a definição dos elementos estruturais que compõe viadutos em arco, com definições de conceituais de concreto protendido, carregamentos e noções de estabilidade estrutural. Já a parte final, busca apresentar um modelo estrutural que seja estável, ou seja, não flambe. Com isso foi possível ter um ponto de partida para a segunda etapa, o Trabalho de Conclusão de Curso II, utilizando a geometria obtida no modelo inicial. Com os dados de solicitações, foi verificada a viabilidade das dimensões adotadas, sendo que estas foram alteradas diversas vezes até se chegar ao modelo final, apresentado neste relatório, que satisfaz todas as condições de estabilidade e segurança estrutural.

Palavras-chave: viaduto; arcos; concreto protendido.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pont du Gard .....	15
Figura 2 – Viaduto em arco com tabuleiro com tabuleiro superior.....	16
Figura 3 – Congestionamento no Km 441 da BR-386 .....	17
Figura 4 – Localização do viaduto .....	17
Figura 5 – Etapas de realização do trabalho .....	20
Figura 6 – Descrição da estrutura de um viaduto .....	23
Figura 7 – Método de Nökkenteved .....	31
Figura 8 – Empuxo devido ao peso do solo e de sobrecargas .....	33
Figura 9 – Trem tipo TB-450 .....	36
Figura 10 – Ação do vento em ponte e viadutos .....	38
Figura 11 – Cargas horizontais no guarda-rodas .....	40
Figura 12 – Sistema de estrutura composta por cabos e arcos .....	42
Figura 13 – Ponte em arco submetido à compressão .....	42
Figura 14 – Modelo da estrutural do SAP2000 em 3D .....	45
Figura 15 – Vista frontal da concepção estrutural inicial proposta .....	47
Figura 16 – Vistas frontal e lateral do modelo computacional .....	48
Figura 17 – Seção transversal das longarinas protendidas .....	49
Figura 18 – Vista frontal das posições do centro do trem tipo sobre a pista de rodagem.	50
Figura 19 – Representação do esquema dos consoles.....	53
Figura 20 – Diagramas de momentos fletores das pré-lajes.....	56
Figura 21 – Representação da divisão das lajes.....	57
Figura 22 – Redução de rigidez à flexão de laje.....	58
Figura 23 – Cortante com carga móvel sobre viga.....	59
Figura 24 – Diagramas de momentos fletores das lajes.....	60
Figura 25 – Diagramas de solicitações da viga não consolidada com a laje.....	65
Figura 26 – Diagramas de solicitações da viga consolidada com a laje.....	66
Figura 27 – Análise seção do arco no PCalc.....	71
Figura 28 – Catálogo DIWIDAG.....	72
Figura 29 – Dados do material no PCalc.....	72
Figura 30 – Análise da seção de trespasse no PCalc.....	73
Figura 31 – Vista superior e lateral dos encontros.....	78



## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Coeficientes $F_1$ , $F_2$ , $K$ e $\alpha$ relativos ao Método de Aoki e Velloso.....	29
Quadro 2 – Coeficientes $\alpha$ , e $\beta$ relativos ao Método de Décourt-Quaresma.....	30
Quadro 3 – Dimensionamento dos consoles.....	54

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Coeficientes de relaxação do aço $\Psi$ (1000h).....	27
Tabela 2 – Valores das cargas de bifurcação ( $\lambda$ ) obtidas no modelo computacional inicial .....	51
Tabela 3 – Cálculo de armaduras das pré-lajes.....	56
Tabela 4 – Dados e resultados do dimensionamento das lajes.....	62
Tabela 5 – Tensões limites para fck 40 Mpa.....	67
Tabela 6 – Verificação das tensões no concreto.....	68
Tabela 7 – Verificação da ruína à flexão da seção protendida.....	69
Tabela 8 – Solicitações na seção do arco.....	70
Tabela 9 – Capacidade de carga de estacas Franki.....	74
Tabela 10 – Combinação de carga nas fundações.....	75
Tabela 11 – Cargas nas estacas.....	76
Tabela 12 – Cargas sobre os apoios.....	77
Tabela 13 – Dimensionamento dos encontros.....	78

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\psi$  (1000h) – valor de perda de protensão, em valor percentual

$Q_u$  – carga de ruptura da estaca (KN)

$A_p$  – área da ponta da estaca ( $m^2$ )

$N_p$  – valor de  $N_{SPT}$  médio próximo à ponta da estaca

$F_1$  – coeficiente de resistência da ponta

$P$  – perímetro da seção da estaca (m)

$\alpha$  – coeficiente dado em função do tipo de solo

$K$  – coeficiente dado em função do tipo de solo (MPa)

$N$  – valor de  $N_{SPT}$  médio de cada  $\Delta l$

$\Delta L$  – espessura da camada de solo (m)

$F_2$  – coeficiente de resistência lateral

$\beta$  – coeficiente dado em função do tipo de solo e estaca para o atrito lateral

$\sigma'_z$  – tensão horizontal efetiva ( $KN/m^2$ )

$K_a$  – coeficiente de empuxo ativo

$\gamma$  – peso específico do solo ( $KN/m^3$ )

$q$  – sobrecargas ( $KN/m^2$ )

CIV – coeficiente de impacto vertical

$L_{iv}$  – valor do vão isostático, média aritmética de vãos isostáticos ou comprimento do balanço, no caso de estruturas em balanço (m)

CNF – coeficiente do número de faixas

n – número de faixas

CIA – Coeficiente de impacto adicional

Hf – força horizontal de frenagem (KN)

B – é a largura efetiva, expresso em metros, da largura da pista de rodagem (m)

L – é o comprimento, expresso em metros, do vão da ponte (m)

K – é a matriz de rigidez linear, que depende da energia de defomação elástica da estrutura

G – é a matriz de rigidez geométrica, que incorpora a contribuição de primeira ordem dos efeitos geometricamente não lineares nas equações de equilíbrio

$\Lambda$  – parâmetro que define as cargas de bifurcação

q – são os modos de instabilidade da estrutura

y – ordenada cartesiana

x – coordenada cartesiana

a – parâmetro constante

$A_{sv}$  = armadura do tirante

a = distância de aplicação da força

d = comprimento útil do console

$f_{yd}$  = tensão de escoamento do aço

$A_{scost}$  = armadura de costura

$A_{sv}$  = armadura do tirante

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	18
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	18
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA.....	18
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA.....	18
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	18
<b>2.2.2 Objetivos secundários</b> .....	18
2.3 PRESSUPOSTOS.....	18
2.4 PREMISA.....	19
2.5 DELIMITAÇÕES.....	19
2.6 LIMITAÇÕES.....	19
2.7 DELINEAMENTO.....	19
<b>3 VIADUTOS</b> .....	22
3.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO.....	22
3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DE PONTES/VIADUTOS.....	22
3.3 ELEMENTOS NECESSÁRIOS PARA A ELABORAÇÃO DO PROJETO.....	23
3.4 CONCRETO PROTENDIDO.....	24
<b>3.4.1 Sistemas de protensão</b> .....	24
<b>3.4.1.2 Pré-tração</b> .....	25
<b>3.4.1.3 Pós-tração</b> .....	25
<b>3.4.2 Níveis de protensão</b> .....	25
<b>3.4.3 Perdas de protensão</b> .....	26
3.4.3.1 Perdas imediatas .....	26
3.4.3.2 Perdas de longo prazo.....	26
3.5 FUNDAÇÕES.....	27
<b>3.5.1 Cálculo da capacidade de carga das estacas</b> .....	27
3.5.1.1 Método de Aoki-Velloso.....	28
3.5.1.2 Método de Decourt-Quaresma.....	29
3.5.1.3 Carga admissível.....	30
<b>3.5.2 Estimativa de carregamento em estacas</b> .....	30
<b>4 CARREGAMENTOS</b> .....	32
4.1 CARGAS PERMANENTES.....	32
<b>4.1.1 Peso próprio dos elementos</b> .....	32
<b>4.1.2 Peso da pavimentação</b> .....	33

<b>4.1.3 Empuxos de terra e de sobrecarga.....</b>	<b>33</b>
<b>4.1.4 Forças de protensão.....</b>	<b>34</b>
<b>4.1.5 Fluência do concreto.....</b>	<b>34</b>
<b>4.1.6 Retração do concreto.....</b>	<b>34</b>
<b>4.1.7 Deslocamento de apoios.....</b>	<b>35</b>
<b>4.2 CARGAS VARIÁVEIS .....</b>	<b>35</b>
<b>4.2.1 Cargas móveis .....</b>	<b>35</b>
4.2.1.1 Cargas nos passeios.....	36
4.2.1.2 Coeficientes de impactos verticais.....	36
<b>4.2.2 Forças horizontais.....</b>	<b>38</b>
4.2.2.1 Força do vento.....	38
4.2.2.1 Frenagem e acelerações.....	39
4.2.2.2 Cargas horizontais no guarda-rodas.....	39
<b>5 ARCOS.....</b>	<b>41</b>
5.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ARCOS.....	41
5.2 VANTAGENS DA AUTILIZAÇÃO DE ARCOS EM PONTES E VIADUTOS.....	43
5.3 FLAMBAGEM DE ARCOS.....	43
<b>6 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL E ANÁLISE DE ESTABILIDADE.....</b>	<b>45</b>
6.1 DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO.....	46
<b>6.1.1 Arcos.....</b>	<b>46</b>
<b>6.1.2 Vigas protendidas e tabuleiro.....</b>	<b>47</b>
6.2 ANÁLISE DE FLAMBAGEM.....	49
<b>7 DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>52</b>
7.1 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES.....	52
7.2 DIMENSIONAMENTO DAS PRÉ-LAJES.....	54
7.3 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES.....	57
7.4 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PROTENDIDAS.....	63
7.5 DIMENSIONAMENTO DOS ARCOS.....	70
7.6 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES.....	74
7.7 DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE APOIO.....	76
7.8 DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS.....	77
7.9 DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAR E CONTRAVENTAMENTOS DOS ARCOS.....	79
<b>8 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>80</b>

REFERÊNCIAS.....	81
APÊNDICE A.....	82





## 1 INTRODUÇÃO

Desde os tempos antigos se encontram entre os povos primitivos, pontes de madeira ou de cordas, na forma de vigas, vigas escoradas e vigas armadas simples. Há mais de 2 mil anos os romanos e chineses já construía abóbadas de pedra. Entre os romanos o trabalho em pedra teve um grande desenvolvimento, com a construção de diversas estruturas em arcos semicirculares, como a Pont du Gard, em Nimes (figura 1), sul da França, usada para conduzir canalizações de água e como via de passagem (LEONHARDT, 1979, p. 9).

Figura 1 – Pont du Gard



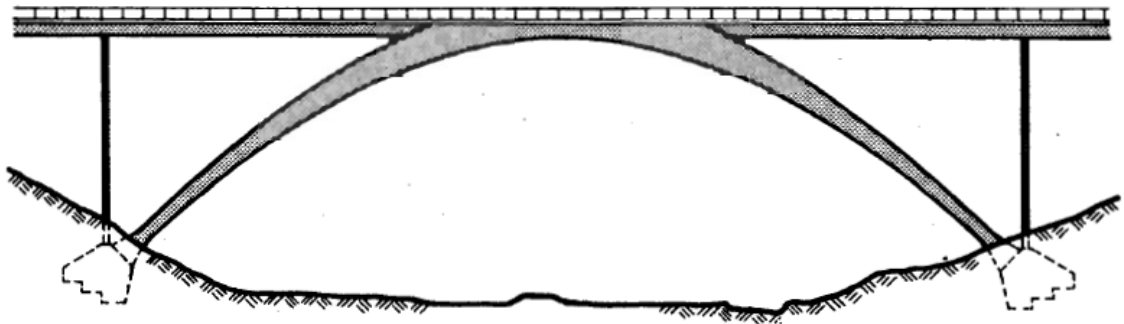
(fonte: Wikimedia Commons, 2004)

Segundo (Pfeil, 1983, pg. 1), devemos observar que quando a ponte tem como objetivo a transposição de obstáculos não constituídos por água, esta é comumente denominada de viaduto.

O presente trabalho consiste no projeto de um viaduto de uso rodoviário sobre uma ferrovia, utilizando arcos inferiores em concreto armado, com tabuleiro livre, cuja finalidade é aplicar

os conhecimentos obtidos ao longo do curso de Engenharia Civil. Este sistema estrutural foi escolhido com o objetivo do aprofundamento do autor na elaboração deste tipo de estrutura e devido ao fato de se tratar de uma solução arquitetônica diferenciada. Na figura 2 é retratado um exemplo do típico desse sistema.

Figura 2 – Viaduto em arco com tabuleiro superior



(fonte: LEONHARDT, 1979, p. 34)

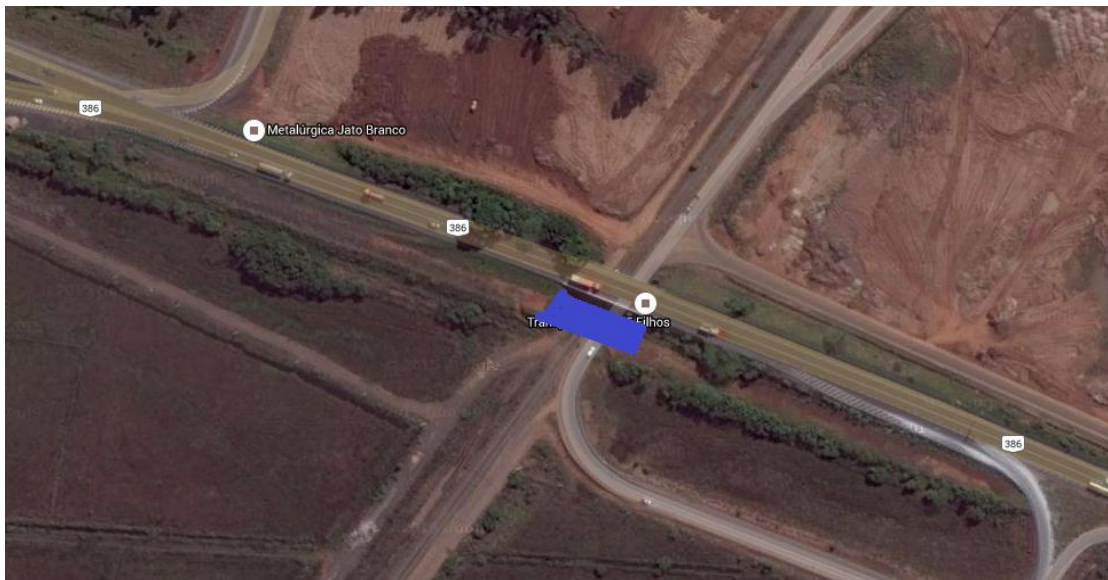
Uma das principais propostas do seguinte trabalho é de amenizar o problema do tráfego na região escolhida para realização do projeto, o Km 441 da BR-386. O ponto em questão é tido como crítico, pois nele há um estreitamento, no qual duas faixas de rodagem convergem em um único viaduto que possui apenas uma faixa de rodagem. Em momentos de fluxo mais intenso surgem congestionamentos, conforme mostrado na figura 3. Logo, a alternativa proposta é o projeto de um viaduto paralelo ao atual, cuja situação está descrita na figura 4, demarcada em azul sobre a imagem de satélite do local.

Figura 3 – Congestionamento no Km 441 da BR-386



(fonte: Mariana Bechert, acesso 01/05/16 ClickRBS)

Figura 4 – Localização do viaduto



(fonte: Google Maps)

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos itens a seguir.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: a partir da proposta do projeto de um viaduto rodoviário em arco com tabuleiro superior, quais seriam os melhores métodos de resolução da estrutura?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O principal objetivo deste trabalho é o desenvolvimento do projeto de um viaduto rodoviário, em arco, com tabuleiro superior, sobre uma ferrovia, no Km 441 da BR 386, propondo uma solução estrutural viável utilizando peças de concreto pré-moldado.

#### **2.2.2 Objetivos secundários**

- a) verificação da flambagem do arco de concreto armado;
- b) propor detalhes arquitetônicos que embelezem a estrutura.

### **2.3 PRESSUPOSTOS**

O trabalho tem como pressupostos que as normas e literatura utilizadas na sua realização são válidas e adequadas para tal fim.

## 2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que, em situações que envolvem problemas de mobilidade, surge a necessidade de propor e executar medidas estruturais para contornar essa situação.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao projeto estrutural e detalhamento de um viaduto rodoviário compreendido no Km 441 da BR-386, entre Nova Santa Rita e Canoas, sendo constituído por infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura.

## 2.6 LIMITAÇÕES

São limitações deste trabalho:

- a) o trabalho limita-se ao estudo de apenas um único modelo estrutural (utilização de arco de concreto armado), com o objetivo de estudar esse tipo de solução, mesmo que este não seja o mais vantajoso quanto a quesitos econômicos;
- b) utilização de apenas um software de análise estrutural, o software SAP2000, versão 18.1;
- c) o dimensionamento das peças de concreto, tanto armado quanto protendido, serão elaborados em planilhas próprias do autor e pelo software PCalc versão 1.4;
- d) não será feito o detalhamento de armaduras dos blocos de fundações, visto que o foco do trabalho é o viaduto em si.

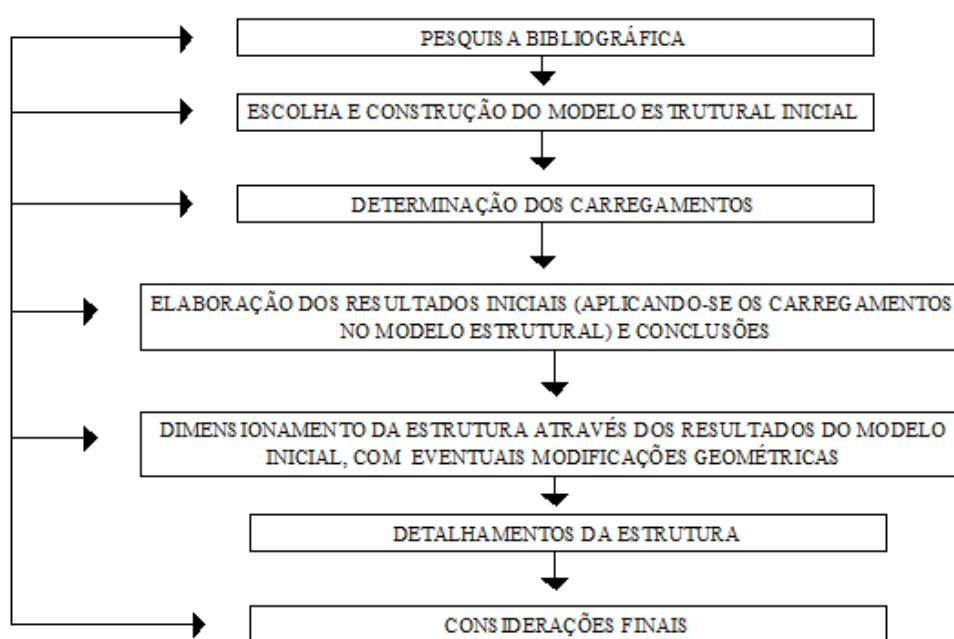
## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas listadas a seguir, conforme mostra a figura 5.

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) escolha e construção do modelo estrutural inicial;

- c) determinação dos carregamentos;
- d) elaboração dos resultados iniciais (aplicando-se os carregamentos no modelo estrutural) e conclusões iniciais;
- e) dimensionamento da estrutura através das solicitações obtidas no modelo inicial, com eventuais alterações da geometria de seções;
- f) detalhamento da estrutura;
- g) considerações finais.

Figura 5 – Etapas de realização do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

A pesquisa bibliográfica serve de base para a realização do trabalho, contribuindo para todas as etapas feitas durante o TCC1, tendo influenciado diretamente a escolha do modelo estrutural. Após a escolha do modelo, que teve como principal objetivo a realização de um projeto diferenciado, foi montado um modelo inicial no software SAP2000.

Para a determinação dos carregamentos, foram usadas as NBR's 7188/2013 e 7187/2003 que dão os valores de cargas móveis e permanentes de pontes rodoviárias, respectivamente. As cargas permanentes são referentes ao peso próprio da estrutura, os quais são automaticamente calculados pelo software. Com os valores dos carregamentos aplicados no modelo computacional, fazendo com que as cargas móveis se movimentassem ao longo da pista do viaduto, foram iteradas diversas dimensões de arcos até que se chegasse a um modelo seguro

contra flambagem. Com essa geometria inicial, conclui-se que se tem um ponto de partida para as etapas de dimensionamento definitivo, onde além da definição da geometria das seções e cálculo das áreas de aço, serão feitos os cálculos e dimensionamento dos encontros, com todos os detalhamentos.

Tudo o que foi feito no presente trabalho foi dividido em 8 capítulos. No primeiro capítulo foi apresentada a justificativa e importância do tema escolhido. No capítulo 2 foram definidas as diretrizes do trabalho.

No capítulo 3 foi feito um apanhado geral, que busca definir o que é um viaduto e quais são os elementos que o constituem e a pesquisa sobre concreto protendido, que será utilizado na estrutura.

No capítulo 4 foram definidos os carregamentos permanentes, móveis e horizontais que atuam em pontes e viadutos, de acordo com as normas vigentes.

O capítulo 5 foi destinado a abordar um dos principais elementos do projeto: os arcos. No capítulo foi apresentado como se dá o comportamento estrutural dos arcos, bem como a definição de flambagem, um fenômeno que deve ser combatido nesse tipo de elemento.

Por fim, o capítulo 6 mostra os resultados iniciais que foram obtidos através da elaboração de um modelo de um viaduto no Software SAP2000, versão 18.1, e uma conclusão desses resultados.

O capítulo 7 aborda o dimensionamento da estrutura, que abrange as lajes, vigas, arcos, encontros e fundações.

Já o capítulo 8 fala sobre as conclusões dos resultados obtidos no trabalho.

### 3 VIADUTOS

Neste capítulo será realizado um breve apanhado sobre a definição das partes que compõem o sistema estrutural de um viaduto. Também será apresentada a pesquisa bibliográfica que servirá de base para o cálculo de vigas de concreto protendido e das fundações, que constituem boa parte desse sistema.

Nota: Não será abordado nada sobre arcos, o foco deste trabalho, visto que estes tem um capítulo dedicado.

#### 3.1 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO

Segundo (Pfeil, 1983, pg. 1), pontes são obras especiais destinadas à transposição de obstáculos com rios, vales e vias que precisam ser cruzadas. Contudo, surge o termo “viaduto”, que nada mais é do que uma ponte que transpõem obstáculos que não são constituídos por água. Dentre as suas finalidades, pode-se classificar uma ponte/viaduto conforme o seu uso, podendo ser para utilização rodoviária, ferroviária, ou para pedestres, quando são chamadas de passarelas.

#### 3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA DE PONTES/VIADUTOS

As pontes (bem como os viadutos), geralmente são constituídas por três partes principais: encontros e infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura, como pode ser visto na figura 6, onde é mostrada uma vista frontal do projeto a ser dimensionado neste trabalho.

Superestrutura: é, na maioria das vezes composta por lajes, onde são aplicadas as cargas móveis, se apoiando em vigamentos que distribuem as cargas para a mesoestrutura. Esses vigamentos geralmente são compostos por vigas longitudinais (principais) e transversinas, que ajudam a transferir as cargas das lajes às vigas principais.

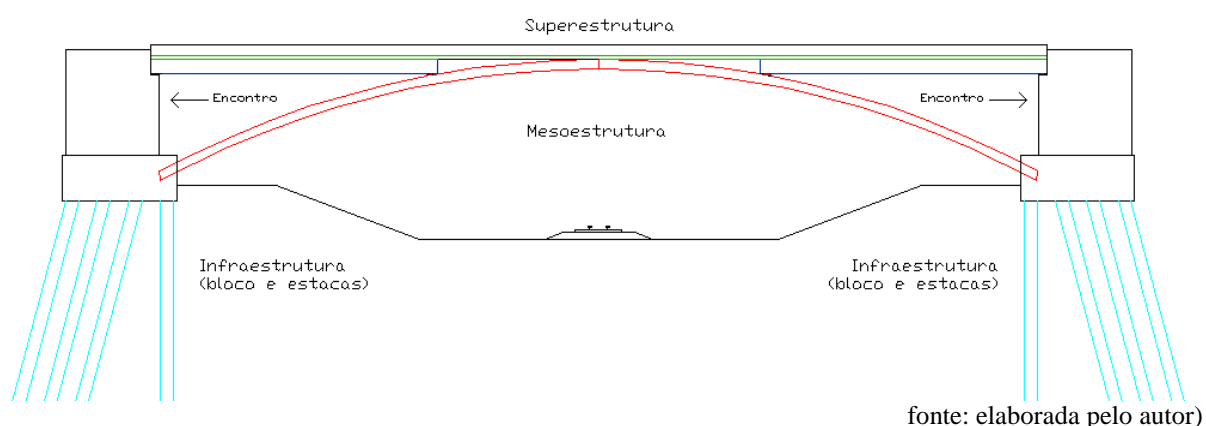


Mesoestrutura: é constituída por pilares ou arcos, que transmitem os esforços recebidos diretamente à infraestrutura. Esta parte da estrutura também pode estar sujeita à ação de cargas provenientes de pressões do vento e da água em movimento.

Infraestrutura: é a parte da ponte que recebe todos os carregamentos oriundos dos segmentos anteriores e os transmite ao terreno. A infraestrutura é composta por blocos de ligação e a fundação propriamente dita, que pode ser composta por sapatas, estacas ou tubulões.

Encontros: é uma parte da estrutura que pode ser considerada tanto como fazendo parte da mesoestrutura quanto da infraestrutura. São elementos com formatos variados, que se adequam a cada obra. Dentre suas principais funções, estão a contenção de empuxos de aterros e evitar que estes sejam transmitidos ao restante da estrutura e, em alguns casos, servir de apoio para vigamentos principais.

Figura 6 – Descrição da estrutura de um viaduto



### 3.3 ELEMENTOS NECESSÁRIOS PARA A ELABORAÇÃO DO PROJETO

Pfeil (1983, p. 11 a 40), aborda elementos importantes que devem ser conhecidos para a realização de um projeto, que são:

- a) elementos geotécnicos, como sondagens do subsolo, com planta e peculiaridades geológicas do local de implantação da obra;
- b) elementos topográficos, com plantas e perfis longitudinais do terreno, necessários para o estudo de implantação;

- c) tipo de uso da obra (rodoviária, ferroviária ou outros), informação necessária para definir o trem tipo e os carregamentos acidentais que atuarão na estrutura;
- d) elementos geométricos da via, como traçado do eixo longitudinal, largura das pistas de rolamento e acostamentos, comprimento de vãos, tramos e gabaritos;
- e) informações de interesse construtivo e econômico, como condições de acesso ao canteiro de obra e limitações no transporte de elementos pré-moldados de grande porte, por exemplo.

### 3.4 CONCRETO PROTENDIDO

Em obras de engenharia é comum o uso de protensão em peças de concreto, com o intuito de anular ou reduzir tensões de tração e diminuir os deslocamentos devidos às cargas de utilização. Sendo assim, Pfeil (1984, p. 1), define protensão como:

A protensão pode ser definida como o artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações.

Pfeil (1984, p. 4 e 5) cita ainda algumas vantagens técnicas em relação ao uso de concreto protendido:

- a) redução de tensões de tração causadas pela flexão e esforços cortantes;
- b) redução da fissuração;
- c) redução das quantidades necessárias de concreto e de aço, visto que há melhor aproveitamento de materiais de alta resistência;
- d) permite atingir maiores vãos do que se conseguiria utilizando concreto armado simples ou redução de altura de vigas, no caso de vãos iguais;
- e) facilita o uso de peças pré-moldadas, visto que a protensão diminui a fissuração durante o transporte dos elementos;
- f) durante o processo de protensão, tanto o aço com o concreto, são sujeitos a tensões que geralmente superam as que efetivamente ocorrerão quando o elemento estiver sob ação das cargas de serviço, constituindo-se dessa forma, uma espécie de prova de carga.

#### 3.4.1 Sistemas de protensão

Existem dois tipos de protensão, a pré-tração e a pós-tração. Na primeira, a armadura de protensão fica sempre aderente ao concreto, já na segunda, ela pode ou não ser aderente. A seguir serão abordados os sistemas de protensão.

#### 3.4.1.2 Pré-tração

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4), pré-tração é um sistema onde a armadura de protensão é pré-tracionada utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes mesmo do lançamento do concreto. Somente após o endurecimento do concreto a armadura é liberada, transferindo os esforços para o elemento, sendo que a ancoragem se dá apenas por aderência.

#### 3.4.1.3 Pós-tração

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4), o sistema de concreto protendido pós-tracionado se divide em duas categorias, descritas a seguir:

- a) pós-tensão com aderência: é a modalidade em que a armadura ativa é alongada após o endurecimento do concreto, sendo usado como apoio, o próprio elemento estrutural. A ancoragem entre a armadura tracionada e o concreto se dá por meio de aderência, obtida através da injeção de nata de cimento nas bainhas de protensão;
- b) pós-tensão sem aderência: assim como na pós-tensão com aderência, a armadura ativa é alongada após o endurecimento do concreto, sendo usado como apoio, o próprio elemento estrutural. Contudo, não é criada aderência com o elemento estrutural, ficando a armadura ancorada no concreto em apenas alguns pontos através de dispositivos de ancoragem.

### 3.4.2 Níveis de protensão

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 80) classifica a protensão segundo três níveis, conforme exigências quanto à classe de agressividade ambiental e abertura de fissuras, dados a seguir:

- a) protensão parcial (nível 1): momentos de protensão que permitem a abertura de fissuras de até 0,2mm nas peças de concreto;
- b) protensão limitada (nível 2): momentos de protensão que permitem que surjam tensões de tração no concreto, porém sem ultrapassar o estado limite de formação de fissuras;
- c) protensão completa (nível 3): grandes momentos de protensão, de maneira que não existam tensões de tração no concreto durante a atuação das cargas de serviço.

### 3.4.3 Perdas de protensão

Segundo (Pfeil, 1984, p. 48), as perdas de protensão podem ser classificadas em perdas imediatas e perdas de longo prazo. Contudo, serão discutidas apenas as perdas que afetam concreto protendido com armaduras pré-tracionadas, que serão usadas no projeto.

#### 3.4.3.1 Perdas imediatas

- a) perdas por atrito: as perdas por atrito em sistemas de armaduras pré-tracionadas se dão, principalmente na região dos macacos e ancoragens provisórias. Essas perdas são facilmente medidas, sendo compensadas por meio do aumento da pressão manométrica nos macacos, ou seja, são corrigidas na fábrica, não havendo necessidade de considerá-las no projeto;
- b) perdas na ancoragem: no caso de armaduras pré-tracionadas, a ancoragem se dá por meio de contato direto com o concreto, não havendo propriamente perdas na ancoragem;
- c) perdas por encurtamento elástico do concreto: no caso de pré-tensão, quando o esforço da armadura é transferido ao concreto apenas após a concretagem, há uma perda devido ao encurtamento elástico (imediate) que o concreto sofre. Essa perda tem relação com o módulo de elasticidade dos dois materiais.

#### 3.4.3.2 Perdas de longo prazo

- a) perdas por retração e fluência: ao longo do tempo, o concreto sofre encurtamento causado pela retração e, portanto, encurtamento do cabo de protensão que sofre perdas de tensão. Já no caso da fluência, o concreto comprimido se deforma lentamente, causando também, redução de tensão na armadura protendida;
- b) perdas por relaxação do aço: o aço de protensão, quando ancorado e sob tensões elevadas, sofre perdas de tensão, fenômeno chamado de relaxação. O percentual de perdas depende das características metalúrgicas (tipo de aço, tratamento térmico utilizado, entre outros). A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 31 e 32), fornece os percentuais de relaxação de fios e cordoalhas para um tempo de 1000h e temperatura de 20°C, dado por  $\Psi$  (1000h), em valor percentual, e para tensões variando de 0,5 a 0,8 f<sub>ptk</sub>. Esses valores podem ser conferido na tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes de relaxação do aço  $\Psi$  (1000h)

$\sigma_{po}$	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 $f_{ptk}$	0	0	0	0	0
0,6 $f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 $f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 $f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0
Onde RN é a relaxação normal; RB é a relaxação baixa.					

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

### 3.5 FUNDAÇÕES

Sabendo que o solo da região a ser implantado o projeto proposto neste trabalho é argiloso e com pouca capacidade de carga, foi decidido o uso de fundações profundas, que serão o tema deste item.

Visto a grande magnitude de cargas, foi necessária a utilização de estacas de alta capacidade, com a necessidade de absorverem esforços horizontais, visto o empuxo causado pelos arcos. Sendo assim, este item se limita a apresentar os métodos de Aoki e Velloso e Décourt Quaresma, que serão usados, mais tarde, para cálculo da capacidade de carga das estacas. São apresentados também, método simplificados para a estimativa de carga em cada estaca, que se baseiam na superposição de efeitos de cargas provenientes de esforços verticais, horizontais e momentos.

#### 3.5.1 Cálculo da capacidade de carga das estacas

A capacidade de carga das estacas pode ser obtida através dos métodos semi-empíricos de Aoki-Velloso e Decourt-Quaresma (Velloso e Lopes, 2011, p. 264 a 268).

### 3.5.1.1 Método de Aoki-Velloso

O método de Aoki-Velloso avalia a capacidade de carga a partir do ensaio de penetração do cone (CPT). Esse ensaio fornece uma tensão de ponta, sendo possível relacioná-la com o ensaio SPT através dos coeficientes K e  $\alpha$ . Portanto, tem-se que, conforme a fórmula 1:

$$Q_u = A_p \cdot \frac{K \cdot N_p}{F_1} + P \cdot \sum \frac{\alpha \cdot K \cdot N}{F_2} \cdot \Delta L \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

$Q_u$  = carga de ruptura da estaca (KN);

$A_p$  = área da ponta da estaca ( $m^2$ );

$N_p$  = valor de  $N_{SPT}$  médio próximo à ponta da estaca;

$F_1$  = coeficiente de resistência da ponta;

$P$  = perímetro da seção da estaca (m);

$\alpha$  = coeficiente dado em função do tipo de solo;

$K$  = coeficiente dado em função do tipo de solo (MPa);

$N$  = valor de  $N_{SPT}$  médio de cada  $\Delta L$ ;

$\Delta L$  = espessura da camada de solo (m);

$F_2$  = coeficiente de resistência lateral.

Os coeficientes  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $K$  e  $\alpha$  estão apresentados no quadro 1.

Quadro 1 – Coeficientes  $F_1$ ,  $F_2$ ,  $K$  e  $\alpha$  relativos ao Método de Aoki e Velloso

Tab. 12.6 – Valores de $k$ e $\alpha$ (Aoki e Velloso, 1975)			Tab. 12.7 – Valores de $F_1$ e $F_2$ (Aoki e Velloso, 1975; Velloso et al., 1978)		
Tipo de solo	$k$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\alpha$ (%)	Tipo de Estaca	$F_1$	$F_2$
Areia	10	1,4	Franki	2,5	5,0
Areia siltosa	8	2	Metálica	1,75	3,5
Areia siltoargilosa	7	2,4	Pré-moldada de concreto	1,75	3,5
Areia argilossiltosa	5	2,8	Escavada	3,0	6,0
Areia argilosa	6	3			
Silte arenoso	5,5	2,2			
Silte arenoargiloso	4,5	2,8			
Silte	4	3			
Silte argiloarenoso	2,5	3			
Silte argiloso	2,3	3,4			
Argila arenosa	3,5	2,4			
Argila arenossiltosa	3	2,8			
Argila siltoarenosa	3,3	3			
Argila siltosa	2,2	4			
Argila	2	6			

(fonte: adaptado de Velloso e Lopes, 2011, p. 264)

### 3.5.1.2 Método de Decourt-Quaresma

O método de Decourt-Quaresma foi originalmente proposto para estacas de deslocamento, baseado nos valores de  $N_{SPT}$ . Em uma versão posterior, estendeu-se o método para estacas em geral, por meio de coeficientes de majoração ou de minoração. Desse modo, tem-se que:

$$Q_u = \alpha \cdot k \cdot N_p \cdot A_p + 10 \cdot P \cdot \beta \cdot \left( \frac{N}{3} + 1 \right) \cdot \Delta L \quad (\text{formula 2})$$

Onde:

$Q_u$  = carga de ruptura da estaca (KN);

$\alpha$  = coeficiente dado em função do tipo de solo e estaca para a reação de ponta;

$k$  = coeficiente dado em função do tipo de solo (Mpa);

$N_p$  = valor de  $N_{SPT}$  médio próximo à ponta da estaca;

$A_p$  = área da ponta da estaca ( $m^2$ );

$P$  = perímetro da seção da estaca (m);

$\beta$  = coeficiente dado em função do tipo de solo e estaca para o atrito lateral;

$N$  = valor de  $N_{SPT}$  médio de cada  $\Delta L$ ;

$\Delta L$  = espessura da camada de solo (m);

Os coeficientes  $\alpha$ , e  $\beta$  estão apresentados no quadro 2.

Quadro 2 - Coeficientes  $\alpha$ , e  $\beta$  relativos ao Método de Décourt-Quaresma

Tab. 12.16 – Valores de  $\alpha$  e  $\beta$  (Teixeira, 1996)

	Solo ↓	Tipo de estaca* →	I	II	III	IV
Valores de $\alpha$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de solo (4 < N < 40)	Argila siltosa		11	10	10	10
	Silte argiloso		16	12	11	11
	Argila arenosa		21	16	13	14
	Silte arenoso		26	21	16	16
	Areia argilosa		30	24	20	19
	Areia siltosa		36	30	24	22
	Areia		40	34	27	26
	Areia com pedregulhos		44	38	31	29
Valores de $\beta$ (tf/m <sup>2</sup> ) em função do tipo de estaca			0,4	0,5	0,4	0,6

\*Tipo de estaca: I - Estacas pré-moldadas de concreto e perfis metálicos; II - Estacas tipo Franki; III - Estacas escavadas a céu aberto; IV - Estacas-raiz

(fonte: adaptado de Velloso e Lopes, 2011, p. 270)

### 3.5.1.3 Carga admissível

A carga admissível será calculada reduzindo a menor carga de ruptura obtida em um dos métodos semi-empíricos por um fator de segurança igual a 2,0, conforme o item 6.2.1.1 da NBR 6122 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS, p. 30).

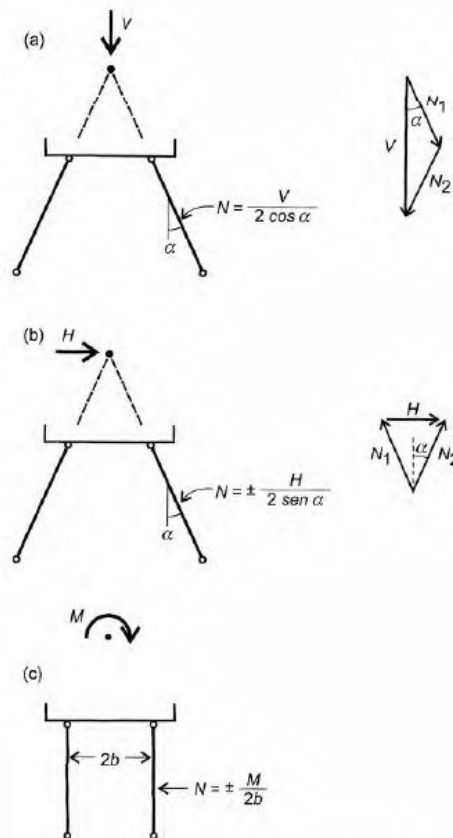
## 3.5.2 Estimativa de carregamento em estacas

Segundo (Velloso e Lopes, 2011, p. 393 e 394), as cargas aplicadas nas estacas são geralmente constituídas por forças verticais e horizontais e por momentos, provenientes do bloco de coroamento que as une. O estaqueamento normalmente é constituído por estacas verticais e/ou inclinadas, que devem absorver os carregamentos solicitantes, respeitando os limites de resistência do solo.



Um dos processos mais simplificados para se determinar o carregamento em cada estaca, é o método elástico. Em 1924, Nökkenteved desenvolveu fórmulas para situações em estados planos, que podem ser combinadas em planilhas a fim de se resolver problemas tridimensionais. Podem ser consideradas ações de esforços normais, horizontas e momentos em diversas direções. Com o método, que consiste em calcular as componentes do carregamento de cada solicitação e posteriormente soma-las, é possível resolver um problema de estaqueamento sem possuir recursos mais sofisticados. A seguir é mostrado como é feito o cálculo das solicitações nas estacas (figura 7), pelo método de Nökkenteved.

Figura 7 – Método de Nökkenteved



(fonte: Velloso e Lopes, 2011, p. 394)

## 4 CARREGAMENTOS

Neste capítulo serão abordados os carregamentos que atuam sobre a estrutura. Essa é uma das etapas mais complicadas e importantes de um projeto, pois deve prever diversos tipos de combinações e posicionamentos de carga a fim de se obter os valores corretos das máximas solicitações presentes nos elementos estruturais.

### 4.1 CARGAS PERMANENTES

São aquelas que permanecem com valores inalteráveis e estão presentes ao longo da vida útil da estrutura. Segundo NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4), são cargas permanentes de pontes rodoviárias:

- a) carregamentos de peso próprio dos elementos que constituem a estrutura: no tocante ao peso próprio de elementos estruturais;
- b) carregamentos do peso da pavimentação, dos revestimentos, das barreiras, dos guarda-rodas, dos guarda-corpos e de dispositivos de sinalização;
- c) empuxos de terra e de fluidos;
- d) forças de protensão;
- e) deformações provenientes de fluência e retração do concreto, por variações de temperatura e por deslocamento de apoios.

Nos subitens a seguir, serão descritos os carregamentos permanentes citados, tendo como fonte a NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4).

#### 4.1.1 Peso próprio dos elementos

Para cálculo de cargas devido aos elementos estruturais, deve-se considerar um peso específico mínimo de 24 KN/m<sup>3</sup> para peças de concreto simples e de 25 KN/m<sup>3</sup> no caso de concreto armado ou protendido.

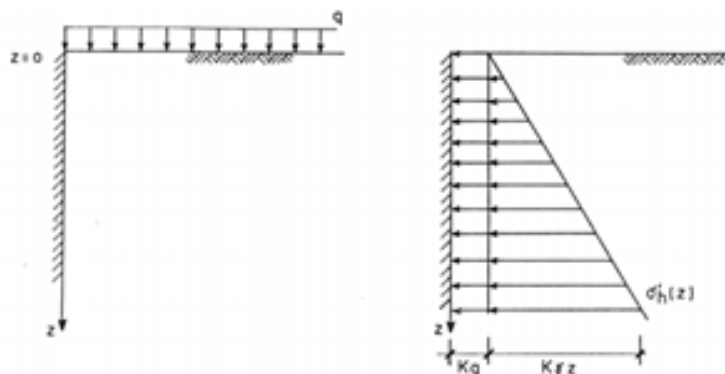
### 4.1.2 Peso da pavimentação

Para cálculo de cargas devido ao peso da pavimentação, deve-se considerar um peso específico mínimo de  $24 \text{ KN/m}^3$ , com um adicional de  $2 \text{ KN/m}^2$ , prevendo-se possíveis recapeamentos. Contudo, em caso de pontes com grandes vãos, é possível desconsiderar a carga devida ao recapeamento.

### 4.1.3 Empuxos de terra e de sobrecarga

Para cálculo do empuxo de terra, são usados os princípios da mecânica dos solos, em função do seu tipo (ativo, passivo ou de repouso), da forma e características topográficas do terreno. Deve-se usar, para solos úmidos, o peso específico mínimo de  $18 \text{ KN/m}^3$  e ângulo de atrito máximo de  $30^\circ$ . O empuxo ativo ( $E_a$ ) deve ser usado nas situações que forem mais desfavoráveis. Já o empuxo passivo deve ser levado em consideração apenas quando for possível garanti-lo por toda a vida útil da estrutura, o que nem sempre acontece. Para definir as tensões ao longo da altura do encontro, deverá ser levado em conta o peso próprio do solo e eventuais sobrecargas, como mostra a figura 8, a seguir.

Figura 8 – Empuxo devido ao peso do solo e de sobrecargas



(fonte: <http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/empuxos.pdf>, acesso em 05/05/2016)

Para cálculo da tensão  $\sigma'_z$ , será usada a teoria de Rankine, cuja equação é dada a seguir (fórmula 3).

$$\sigma'_z = K_a \cdot \gamma \cdot Z + K_a \cdot q \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

$\sigma'_z$  = tensão horizontal efetiva (KN/m<sup>2</sup>);

$K_a$  = coeficiente de empuxo ativo;

$\gamma$  = peso específico do solo (KN/m<sup>3</sup>);

$q$  = sobrecargas (KN/m<sup>2</sup>).

#### **4.1.4 Forças de protensão**

São forças aplicadas por cabos protendidos, visando reduzir ou anular esforços de tração em regiões indesejáveis das peças de concreto e diminuir o valor de flechas, melhorando o desempenho de serviço da estrutura.

#### **4.1.5 Fluência do concreto**

A fluência é um mecanismo que acrescenta deformações no concreto ao longo do tempo. Tal aumento de deformações deve ser levado em conta na hora da verificação do estado limite de deformações excessivas e no caso de peças comprimidas, na verificação do estado limite último de serviço. Deve-se ter um cuidado especial no caso de concreto protendido, pois a fluência causa o encurtamento do concreto, gerando perdas de protensão. A fluência será considerada no trabalho, tendo como base as recomendações da NBR 6118/2014.

#### **4.1.6 Retração do concreto**

A retração do concreto também causa acréscimos deformações, especialmente por perda de água. Assim como na fluência, a retração pode gerar tensões extras nas peças de concreto e perdas de protensão devido ao encurtamento, devendo também, ter seus efeitos levados em

conta durante o cálculo da estrutura. A retração será considerada no trabalho, tendo como base as recomendações da NBR 6118/2014.

#### **4.1.7 Deslocamento de apoios**

Caso ocorra algum deslocamento de apoio, por quaisquer motivos, que causem solicitações de grandes magnitudes na estrutura, estes devem ser levados em consideração no projeto.

### **4.2 CARGAS VARIÁVEIS**

São aquelas que sofrem alteração de seus valores ao longo da vida útil da estrutura, sendo dadas por carregamentos móveis, forças verticais devido a frenagens e acelerações, forças de vento e variação de temperatura.

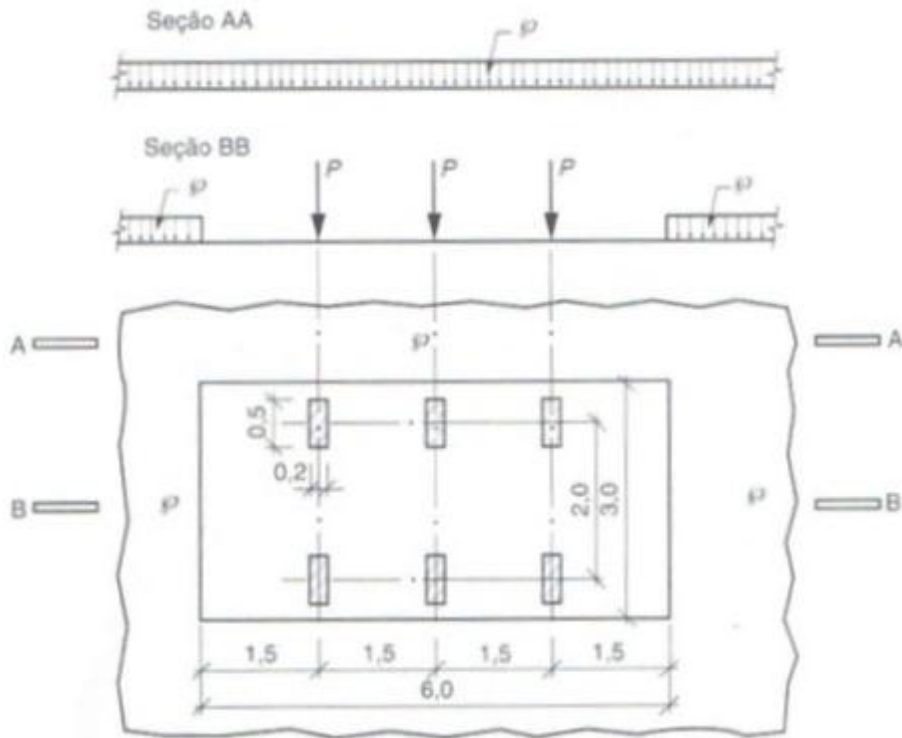
Nos subitens a seguir, serão descritos os principais carregamentos variáveis, utilizados para a execução deste trabalho.

#### **4.2.1 Cargas móveis**

A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 4) define como cargas móveis a carga móvel rodoviária padrão TB-450, constituída por um veículo de 450 KN, com três eixos afastados 1,5 m entre si, e seis rodas. A carga aplicada por cada roda é definida como P, com valor de 75 KN. O veículo utilizado possui 6 m de comprimento por 3 m de largura, sendo circundado por uma carga uniformemente distribuída p, de 5 KN/m<sup>2</sup>, aplicada ao longo de toda a extensão da pista.

Na figura 9, é apresentado um esquema que demonstrativo do TB-450, onde são representados dois cortes, nos quais é possível ver como as cargas atuam as cargas em uma seção que corta o trem tipo e em outra, que passa fora dele.

Figura 9 – Trem tipo TB-450



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013)

Contudo, por recomendação da NBR 7188/2013, as cargas concentradas das rodas ( $P$ ), e a carga distribuída ( $p$ ) devem ser majoradas por coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), vindo a tornarem-se as cargas  $Q$  e  $q$ , respectivamente. Com a aplicação dessas ponderações, a norma admite que as cargas móveis se comportem como cargas estáticas, cujos valores serão usados para verificação e dimensionamento dos elementos estruturais da ponte ou viaduto.

Obs: Os coeficientes de impactos verticais serão mencionados no item 4.2.1.2 deste capítulo.

#### 4.2.1.1 Cargas nos passeios

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013, p. 8) dispõe que se adote uma carga de  $3 \text{ KN/m}^2$  na posição mais desfavorável, simultaneamente à aplicação da carga móvel rodoviária, para verificações e dimensionamento dos elementos estruturais. Contudo, recomenda também que o elemento estrutural do passeio seja dimensionado, isoladamente, para receber uma carga distribuída de  $5 \text{ KN/m}^2$ .

Os carregamentos do passeio não são ponderados pelos coeficientes de impactos vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impactos adicionais (CIA).

#### 4.2.1.2 Coeficientes de impactos verticais

Abaixo são descritos os coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e impactos adicionais, utilizados para se obterem as cargas de projetos para dimensionamento dos elementos estruturais, retirados da NBR 7188/2015.

Coeficiente de impacto vertical (CIV), fórmula 4:

$$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{Liv+50} \right) \leq 1,35 \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

CIV = coeficiente de impacto vertical;

*Liv* = é o vão, expresso em metros, para o cálculo de CIV, podendo ser o vão isostático, média aritmética de vãos isostáticos ou comprimento do balanço, no caso de estruturas em balanço.

Coeficiente do número de faixa (CNF), fórmula 5:

$$CNF = 1 - 0,05 * (n - 2) > 0,9 \quad (\text{fórmula 5})$$

Onde:

CNF = coeficiente do número de faixas;

n = número de faixas.

Coefficiente de impacto adicional (CIA):

O coeficiente de impacto adicional vale 1,25 para estruturas de concreto ou mistas, e 1,15 para obras em aço.

#### 4.2.2 FORÇAS HORIZONTAIS

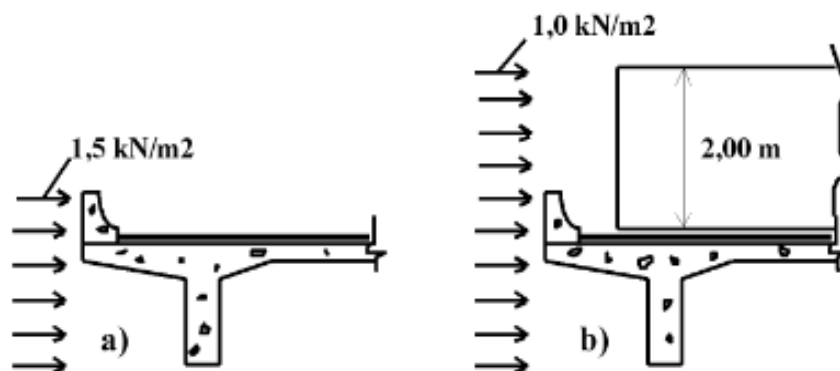
##### 4.2.2.1 FORÇA DO VENTO

Como não consta nenhuma informação acerca da carga de ventos a ser utilizada em pontes, nem na atual norma de pontes (NBR7187), nem da norma de norma de vento em edificações (NBR6123), foram usados critérios da antiga norma de pontes, a NB2.

Segundo (Pfeil, 1984, p. 134) a antiga NB2 permite que a carga de vento seja considerada através do método simplificado, que é dividido em duas hipóteses:

- a) 1,5 KN/m<sup>2</sup> no caso de ponte descarregada;
- b) 1,0 KN/m<sup>2</sup> no caso de ponte carregada.

Na figura 10, estas hipóteses estão representadas.



(fonte: adaptado da antiga NB2)



#### 4.2.2.1 FRENAGEM E ACELERAÇÕES

As forças horizontais devido à frenagem e/ou aceleração do veículo tipo representam um percentual das cargas verticais aplicadas no tabuleiro. A fórmula 6 demonstra como efetuar o cálculo desse esforço.

$$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF \geq 135 \text{ KN} \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

$H_f$  = força horizontal de frenagem, dada em KN;

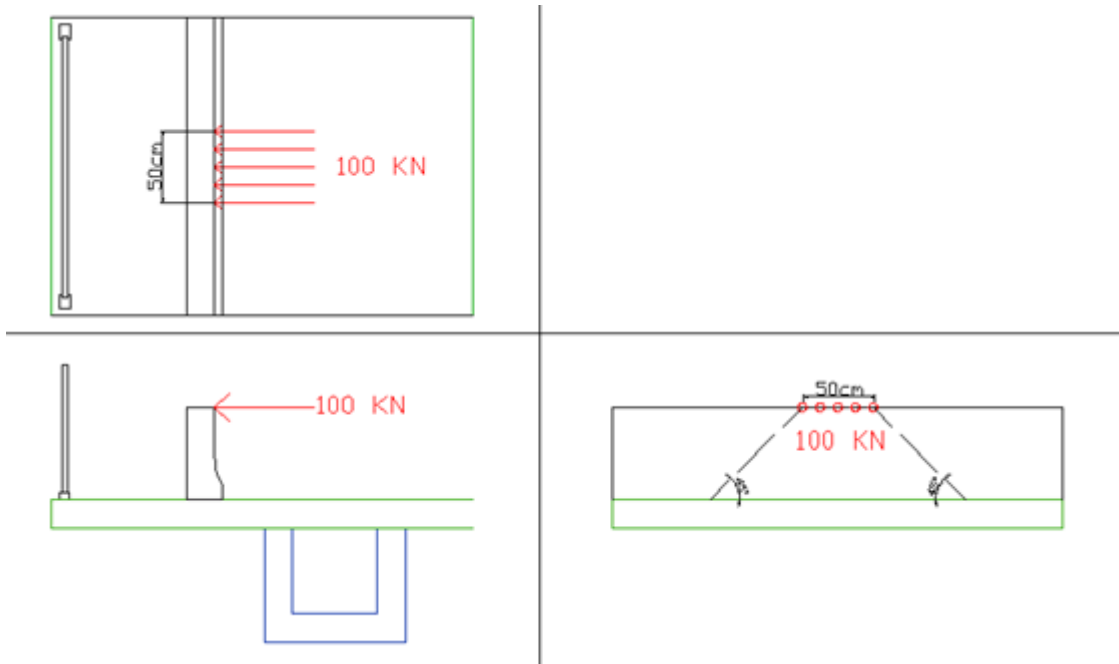
$B$  = é a largura efetiva, expresso em metros, da largura da pista de rodagem (m);

$L$  = é o comprimento, expresso em metros, do vão da ponte (m).

#### 4.2.2.2 CARGAS HORIZONTAIS NO GUARDA-RODAS

A NBR7188/2013 recomenda que elementos dos dispositivos de contenção sejam dimensionados para suportar um impacto horizontal de colisão com 100 KN de magnitude, aplicados em seu topo. Contudo, admite também que essa força seja aplicada em uma região de 50 cm de comprimento, com distribuição espacial de 45°. Na figura 11 é demonstrado um esquema que representa as vistas superior, frontal e lateral da situação de um impacto vertical no guarda-rodas.

Figura 11 – Cargas horizontais no guarda-rodas



(fonte: elaborado pelo autor)

## 5 ARCOS

Neste capítulo serão tratados os assuntos que englobam arcos, sendo primeiramente abordado como se dá seu comportamento estrutural, aplicação de arcos em pontes/viaduos e flambagem de arcos.

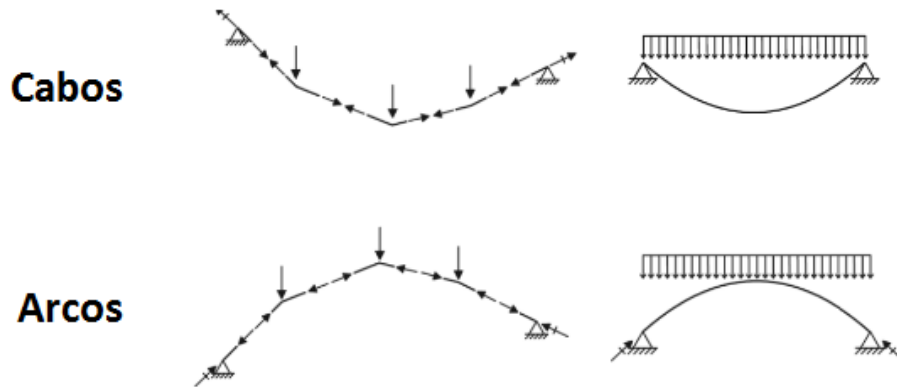
### 5.1 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE ARCOS

Segundo (Martha, 2010, pg. 35 à 37), os modelos estruturais de cabos e de arcos, por hipótese, estão submetidos à tração pura ou compressão pura, respectivamente. Isso se deve ao fato da aplicação eficiente dos materiais, pois existe um nível de tensão constante no caso de cabos, que se acomodam de forma a atingir tal estado de tensões e quase contante no caso de arcos. No caso de cabos, a resistência do elemento estrutural está atrelada à resistência do material, e no caso de arcos submetidos à compressão, a capacidade portante pode estar sujeita ao fenômeno de instabilidade, denominado de flambagem.

Um cabo nada mais é do que um elemento cuja forma final depende das cargas que nele atuam. Essa forma depende também da posição das cargas e comprimento do cabo, visto que a força de tração do cabo deve equilibrar as forças aplicadas. Quando um cabo sem resistência à flexão atinge um determinado formato, esse forma é chamada de curva funicular.

Fazendo uma analogia aos elementos estruturais formados por cabos, surgem os arcos, que podem ser considerados como cabos invertidos. Dessa maneira, entende-se que o arco tem um comportamento de transferência de cargas semelhante aos cabos, trabalhando basicamente com esforços normais, mas de compressão. Isso é uma das vantagens desse sistema, que consegue aproveitar bem as características mecânicas de materiais como blocos de rocha ou pedra, que possuem boa resistência à esforços de compressão, mas baixa resistência à tração. Na figura 12, podemos ver uma comparação entre os sistemas de cabos e arcos, que tem comportamentos parecidos.

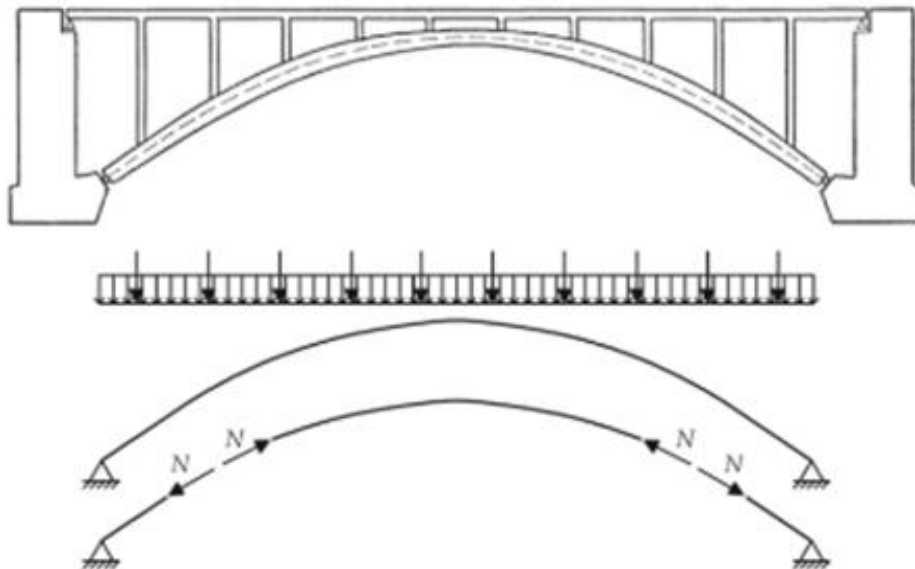
Figura 12 – Sistema de estrutura composta por cabos e arcos



(fonte: adaptado de Martha, 2010, p. 35 e 36)

A seguir, é mostrado é mostrado um exemplo de um arco de uma ponte, submetido à compressão pura (figura 13).

Figura 13 – Ponte em arco submetido à compressão



(fonte: adaptado de martha, 2010, p . 37)

Ao contrário dos cabos, os arcos tem forma rígida, não podendo se modificar até atingir um estado de esforços axiais puro, resultando também no surgimento de momentos fletores. Contudo, devido à sua geometria, os esforços normais tem uma magnitude bem maior do que os esforços provenientes de flexão. Sendo assim, os arcos devem ser dimensionados como sendo uma seção submetida à flexocompressão composta, utilizando materiais capazes de suportar essas solicitações.

## 5.2 VANTAGENS DA AUTILIZAÇÃO DE ARCOS EM PONTES E VIADUTOS

A utilização desse sistema estrutural implica em algumas vantagens e desvantagens, que devem ser levadas em consideração de acordo com as necessidades do projeto. A seguir são apresentadas alguns desses aspectos positivos segundo (Proske & van Gelder, 2009, p. 12), tradução nossa.

- a) baixos níveis de deformações, principalmente no caso de tráfego rodoviário;
- b) desgaste devido ao uso e por fadiga são irrelevantes (as tensões totais são frequentemente aplicadas nas regiões de carga de pressões cíclicas);
- c) aplicação de linhas de trilhos ininterruptas devido às baixas deformações da estrutura (não sendo necessárias juntas nos trilhos);
- d) alta segurança à falha estrutural e robustez (alta resistência a impactos não previstos em projeto);
- e) alta tolerância a danos (recentemente, a noção de capacidade também é usada para isso: um sistema desse tipo possui alta aptidão, pois permanece funcional, apesar de um grande número de avarias);
- f) a estrutura dá avisos prévios no caso de provável falha;
- g) grandes tempo de vida útil e período utilização;
- h) pontes em arco, como pontes de laje, garantem uma visão sem perturbação para os viajantes;
- i) capacidade de transpor grandes vãos sem apoios.

## 5.3 FLAMBAGEM DE ARCOS

Conforme (Reis & Camotin, 2001, p. 1), a noção de estabilidade estrutural aparece atrelada ao conceito de equilíbrio, sendo utilizada para classificar as configurações de equilíbrio. Sendo

assim, uma estrutura submetida a um sistema de forças exteriores, exibe um configuração de equilíbrio caracterizada por valores de deslocamentos em seus pontos. Para avaliar a estabilidade dessa configuração é preciso verificar o comportamento da estrutura após esta sofrer uma “perturbação” exterior. Caso após cessada a perturbação exterior, a estrutura voltar ao seu estado de deformações originais, a configuração é denominada de “estável”, caso não volte, é denominada de “instável”.

Para fazer essa análise de estabilidade, será usado o método linear, que consiste em determinar as cargas de bifurcação e modos de instabilidade. Esse método consiste apenas em determinar a menor carga de bifurcação (ou carga crítica) e a forma do modo crítico de instabilidade, desconsiderando efeitos que ocorrerão na estrutura após essa “perda de estabilidade” (Reis & Camotin, 2001, p. 43).

Para determinar as cargas de bifurcação e os modos de instabilidade, será feito o uso do software SAP2000, que resolve o sistema linear de autovalores e autovetores descrito na equação 7, descrita a seguir.

$$[K - \lambda G]\{q\} = \{0\} \quad (\text{fórmula 7})$$

Onde:

$K$  = é a matriz de rigidez linear, que depende da energia de deformação elástica da estrutura;

$G$  = é a matriz de rigidez geométrica, que incorpora a contribuição de primeira ordem dos efeitos geometricamente não lineares nas equações de equilíbrio;

$\lambda$  = parâmetro que define as cargas de bifurcação;

$q$  = são os modos de instabilidade da estrutura.

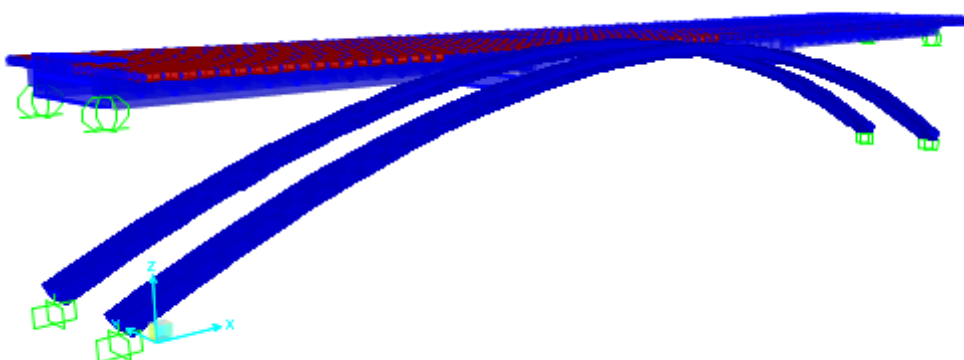
Com a determinação dos modos de instabilidade e cargas de bifurcação, sabe-se qual vai ser o carregamento crítico para cada configuração de instabilidade do sistema, que deve ser projetado de forma a suportar as cargas previstas em projeto, mantendo-se estável.

## 6 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL E ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Este capítulo tem o objetivo de apresentar um modelo estrutural, que foi feito com o auxílio do orientador deste trabalho, utilizando o Software SAP2000. A proposta inicial foi fazer uma verificação da estabilidade global da estrutura, através de análise linear de flambagem, citada na parte de pesquisa, com o intuito de saber se o tema escolhido para o trabalho era ou não viável.

Formam criados vários modelos, com diferentes configurações estruturais e geometrias de seções, até que se chegasse a um conjunto que fosse estável. Sendo assim, foram usadas as geometrias encontradas no modelo para verificações estruturais, que permitiram ver se as seções escolhidas inicialmente eram ou não suficientes para absorver as solicitações apresentadas. Assim, foi verificado que seriam necessárias mudanças nas dimensões dos arcos, das vigas e das lajes, sendo feitas diversas iterações até que se chegasse às medidas finais. Na figura 14 é mostrado o modelo final, em 3D, feito no Software SAP2000, V 18.1.

Figura 14 – Modelo da estrutural do SAP2000 em 3D



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.1 DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO

Foi concebido um modelo inicial de viaduto com arco inferior em concreto armado, sendo o tabuleiro composto por laje de concreto armado. Em uma parte do comprimento do viaduto esta laje se apoia sobre vigas de concreto protendido, e em outra parte, diretamente sobre os arcos. A fusão dos arcos com a superestrutura foi feita com o objetivo de se reduzir a altura final da estrutura e dá ao desenho uma estética mais agradável. Na figura 16 essa fusão fica evidente.

### 6.1.1 Arcos

Os arcos foram a parte crítica do dimensionamento, visto que são as peças que sofrem os efeitos da instabilidade por serem exclusivamente submetidos a esforços de compressão. A estrutura é composta por dois arcos paralelos e idênticos, com seção transversal de 0,70 m por 1,20 m, e separados entre si por uma distância de 3,20 m. Cada arco tem aproximadamente 50 m de comprimento e altura de 6,40 m, relativos ao comprimento do vão e à altura aproximada do desnível da passagem ferroviária. A equação usada para traçar o arco é uma equação de catenária, descrita a seguir, na fórmula 8. Os dois arcos foram unidos entre si por duas vigas de contraventamento de seção 0,60m de comprimento por 0,50 m de altura, colocadas próximas do encontro dos arcos com as vigas protendidas, de forma a aumentar sua estabilidade.

$$y = \frac{1}{2} \cdot a \left( e^{\frac{x}{a}} + e^{-\frac{x}{a}} \right) - a \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

y = ordenada cartesiana;

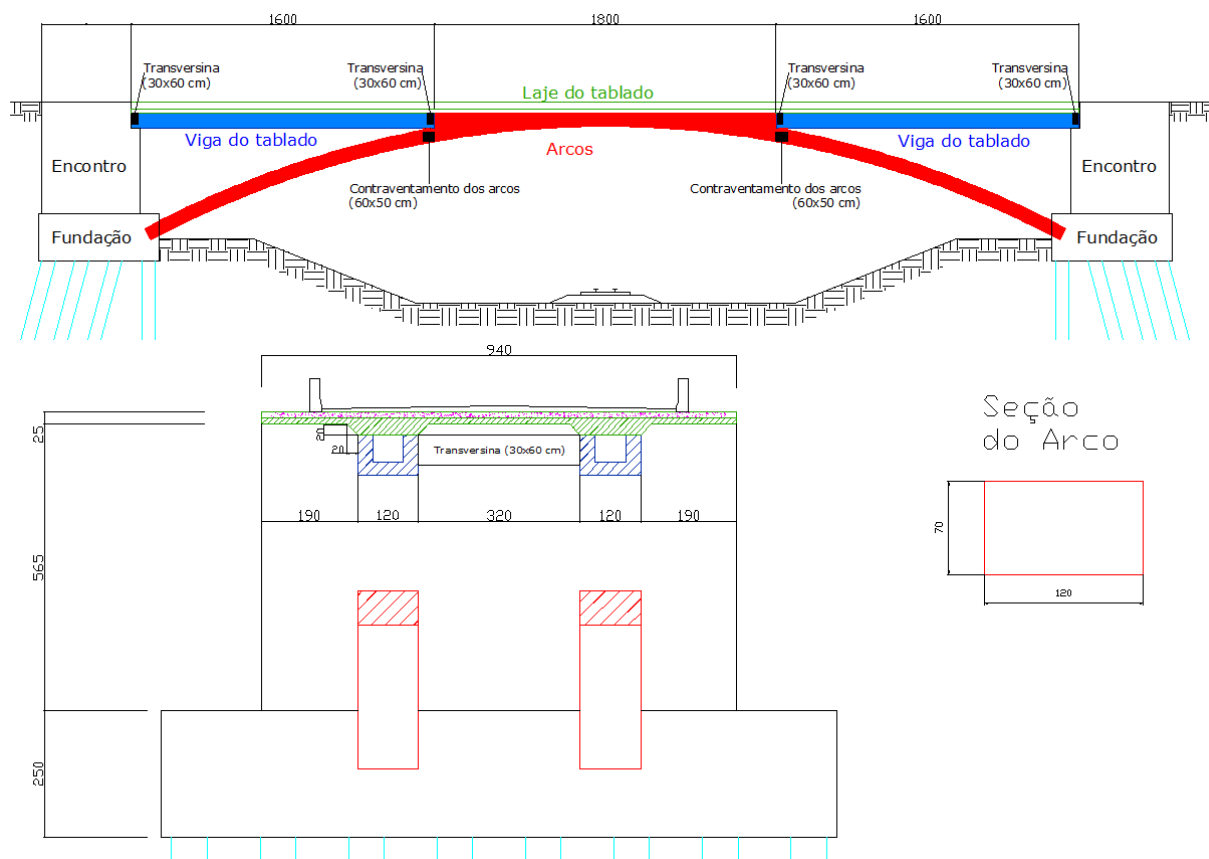
x = coordenada cartesiana;

a = parâmetro constante.



Na figura 15, é mostrada a concepção estrutural em sua vista frontal e lateral.

Figura 15 – Vista frontal da concepção estrutural inicial proposta



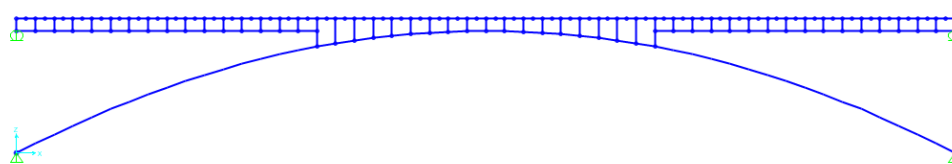
(fonte: elaborado pelo autor)

### 6.1.2 Vigas protendidas e tabuleiro

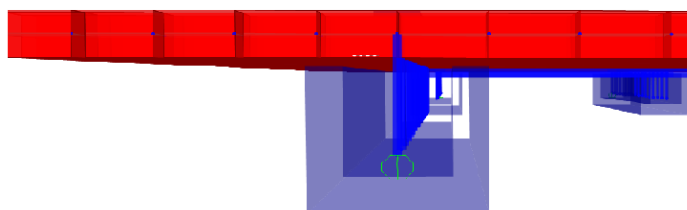
O tabuleiro, que mede 50 m por 9,40 m e tem espessura variável (25 cm a 45 cm) em função dos grandes esforços cortantes em algumas regiões, foi apoiado de duas formas: parte dele sobre quatro vigas protendidas e outra parte diretamente sobre os dois arcos. Para o modelo da laje, foi usado o recurso de “Shell”, que calcula a laje como sendo uma casca fina, discretizada em retângulos de 0,50 m por 0,50 m. Sendo assim, foi preciso criar uma maneira de solidarizar a laje às vigas e ao arco. O método escolhido foi o de utilizar como elemento de união, pinos fictícios, infinitamente rígidos e sem massa, cuja função é de fazer com que as seções tenham deslocamentos relativos nulos. Para os pinos, foi definida uma seção de 0,50 m

por 0,50 m e módulo de rigidez dez vezes superior ao de um concreto de 40Mpa. Na região do arco, o tamanho dos pinos é variável, visando acompanhar a sua geometria. Já na região das vigas, tem um tamanho previamente definido, que é a distância entre o centróide da viga ao centróide da laje, possibilitando que esses dois elementos fiquem distanciados entre si da mesma forma que estariam caso fossem um único elemento. Na figura 16 é possível ver as vistas frontais e laterais do modelo feito no SAP2000, que mostram como foram utilizados os pinos ao longo das vigas e no arco e uma vista em 3D das vigas e lajes unidas pelos pinos, respectivamente.

Figura 16 – Vistas frontal e lateral do modelo computacional



**Vista frontal do viaduto**



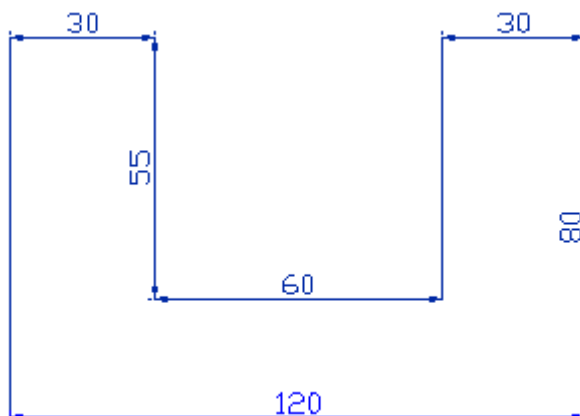
**Vista lateral do elemento formado por viga e laje**

(fonte: elaborado pelo autor)

Para as vigas protendidas foi adotada uma seção formato “U”, com altura de 0,8 m, pois tal geometria possui um centro de gravidade próximo à sua borda inferior, onde será aplicada a protensão. Isso faz com que possam ser utilizadas grandes forças de protensão sem causar grandes momentos na peça, o que é importante para evitar que nas fases construtivas, ou sem carga, não surjam esforços de tração significativos na borda superior. O comprimento adotado para as vigas foi de 16 m, pois é nessa coordenada que a diferença de altura entre o apoio da viga e o topo do arco se igual com a altura da viga. Na figura 17 é mostrada a seção transversal da viga, que foi obtida através de diversas tentativas de dimensionamento.

As vigas paralelas serão unidas entre si por transversinas que medem 30 x 60 cm, tendo a função de manter os elementos juntos e evitar seu eventual tombamento.

Figura 17 – Seção transversal das longarinas protendidas



(fonte: elaborado pelo autor)

## 6.2 ANÁLISE DE FLAMBAGEM

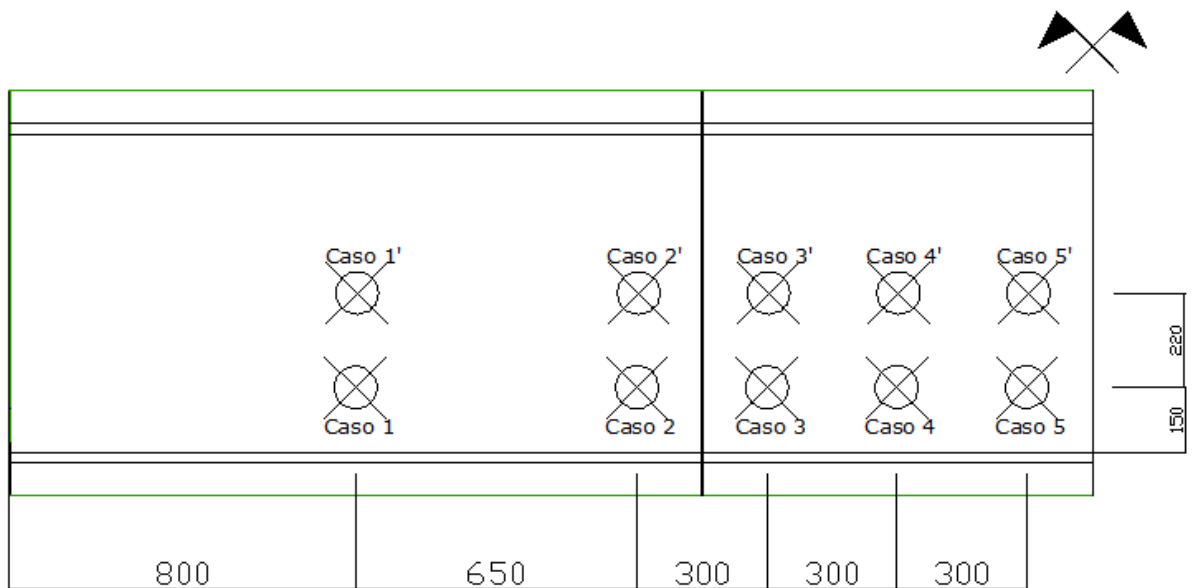
Todos os carregamentos utilizados tem como base a pesquisa bibliográfica apresentada neste trabalho. Para analisar a flambagem, a estrutura foi carregada com o seu peso próprio, cargas de 3 KN/m<sup>2</sup> nos passeios de 1 m de largura (de cada lado), cargas acidental, de revestimento asfáltico e guarda corpos, que foram linearmente distribuídos ao longo da pista de rodagem, resultando em um total de 8,57 KN/m<sup>2</sup>.

Quanto aos carregamentos móveis, foi utilizado o veículo tipo descrito na pesquisa bibliográfica deste trabalho. A análise foi feita com o veículo em 10 posições diferentes ao longo de metade da pista, visto que há simetria. Metade das posições são com o veículo sobre a pista de rodagem e a outra metade, com o veículo sobre o centro da pista. Foram realizadas apenas 4 verificações sobre o vão compreendido sobre as vigas, visto que quando o carregamento está sobre elas, parte da carga é transmitida aos encontros, diferente do que ocorre quando estiverem sobre a região acima dos arcos, onde estes receberão a integralidade da carga, resultando nos casos mais críticos. Na figura 18 é mostrada a vista frontal do modelo, representando os 10 casos de posicionamento do veículo sobre a pista de rodagem,

onde é mostrada apenas a posição do centro do veículo. Foram aplicadas cargas de 92 kN na região de cada roda, que representam a carga de 75 kN do trem tipo majoradas. Foi adicionada também uma carga de 1 kN/m<sup>2</sup> ao longo da área frontal do viaduto, de forma a simular os efeitos do vento, cuja magnitude das solicitações geradas foram praticamente insignificantes em comparação ao restante dos outros carregamentos. Contudo, isso é uma particularidade do modelo estudado, visto que em estruturas com áreas maiores ou que possuam cabos ou estais, esses esforços se tornam bem significativos.

Na tabela 2, são descritos os resultados dos valores das cargas de bifurcação dos modos de instabilidade mais desfavoráveis, nos casos em que o viaduto se encontra descarregado, carregado com as cargas acidentais e de passeio, sem o trem tipo e com o trem tipo nas 10 posições citadas anteriormente.

Figura 18 – Vista frontal das posições do centro do trem tipo sobre a pista de Rodagem



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 2 – Valores das cargas de bifurcação ( $\lambda$ ) obtidas no modelo computacional inicial

Carregamento	Caso 1'	Caso 2'	Caso 3'	Caso 4'	Caso 5'	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
Modo de flambagem	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Carga de bifurcação ( $\lambda$ )	8,494	8,212	8,1115	8,082	8,073	8,248	7,96104	7,88379	7,86172	7,847

(fonte: elaborado pelo autor)

Com os resultados obtidos, foi possível verificar que o valor mais baixo da carga de bifurcação ( $\lambda$ ) foi de 7,847 no caso 5, que se encontra destacado na tabela 2. Isso significa que a estrutura é capaz de suportar o carregamento mais desfavorável (caso 5) amplificado em 7,847 vezes. Desta forma, julga-se que este modelo estudado é viável e satisfaz as condições de segurança contra flambagem.

## 7 DIMENSIONAMENTO

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos dimensionamentos de cada elemento constituinte do viaduto e quais os critérios e decisões que foram adotados para se chegar neles.

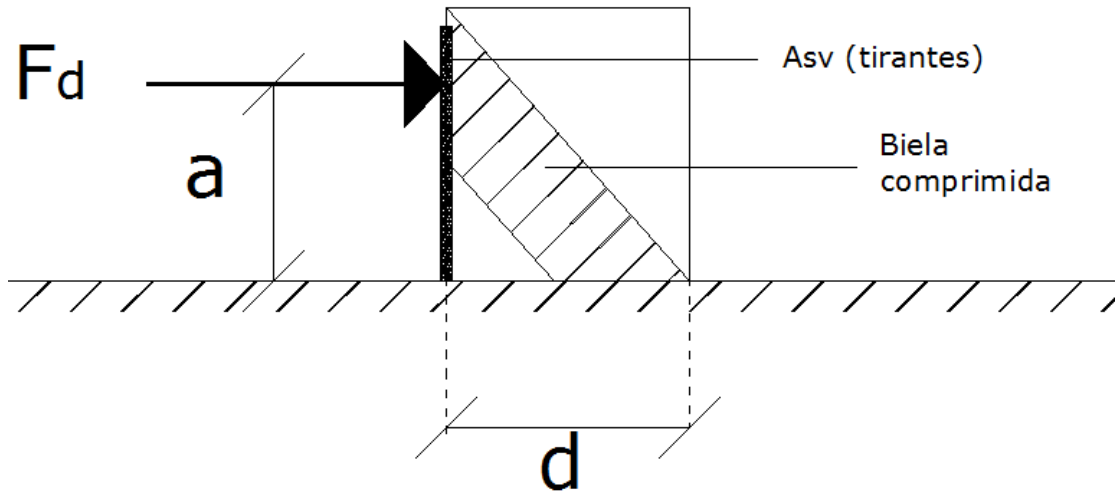
### 7.1 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES

Como foi escolhido, na concepção do projeto, o uso de lajes pré-moldadas, a junção entre as lajes à estrutura se dará por meio de conectores que foram colocados a cada metro no modelo de cálculo. A função desses conectores é fazer com que a laje trabalhe em conjunto com o restante do sistema, podendo estas serem usadas como mesas comprimidas das vigas, por exemplo. A primeira etapa realizada foi o cálculo dos conectores, pois é necessário conhecer suas dimensões para poder dimensionar as pré-lajes e lajes.

Para o dimensionamento desses dispositivos, foi levado em conta o grande esforço cortante que surge neles, fazendo que trabalhem basicamente como consoles. Para o cálculo dos consoles, foi observada a Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6118/2014, a qual remete à NBR 9062/2001.

Segundo a NBR 9062/2001, quando se tratam de consoles curtos (que é o caso em que se caiu), o método de cálculo a ser adotado pode ser o das bielas e tirantes, que consiste em verificar a biela comprimida de concreto ao esmagamento e o cálculo da armadura de tração dos tirantes. Na figura 19 está representado o esquema do sistema que será considerado, cujo centro de aplicação da carga é o centróide da laje, onde é aplicada a força  $F_d$ . Abaixo, são descritas as fórmulas 9 e 10 para cálculo das áreas de aço dos tirantes e da armadura de costura, que deve ser colocada ao longo do console.

Figura 19 – Representação do esquema dos consoles



(fonte: elaborado pelo autor)

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

 $A_{sv}$  = armadura do tirante; $a$  = distância de aplicação da força; $d$  = comprimento útil do console; $f_{yd}$  = tensão de escoamento do aço.

$$A_{scost} \geq 0,4 \cdot A_{sv} \quad (\text{fórmula 10})$$

Onde:

 $A_{scost}$  = armadura de costura; $A_{sv}$  = armadura do tirante.

No quadro 3, estão descritos os dados de entrada, a verificação das bielas comprimidas e as áreas de aço resultantes. O valor da sollicitação ( $F_{d,m\acute{a}x}$ ), foi o maior valor de esforço cortante

encontrado em um conector em todas as hipóteses de carregamento do trabalho, dividido por 2, visto que a viga em formato “U” distribui a carga para dois conectores.

Quadro 3 – Dimensionamento dos consoles

Dimensionamento dos consoles		
fck (Mpa)	40	
bw (cm)	30	
a (cm)	32,5	
d (cm)	33	
Fv,máx (KN)	518	
a/d	0,98	Console curto!
Tipo	Curto	
Vrd2 (KN)	545,292	
Asv (cm <sup>2</sup> )	18,09	6 ø 20
As,cost (cm <sup>2</sup> )	7,24	6 ø 12,5

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.2 DIMENSIONAMENTO DAS PRÉ-LAJES

Para montar a laje da pista, serão usadas pré-lajes que terão o comprimento de 9,40m, por 0,6m de largura devido ao espaço de 40 cm dos conectores. Se tratam de elementos apoiados sobre as vigas e arcos, em quatro pontos, com cantos de 1,90 m em balanço. Os cálculos serão feitos usando-se o fck de projeto, de 40 Mpa e aço CA50-A e supondo-se uma espessura inicial de 12 cm. O elemento será projetado para resistir às seguintes cargas: peso próprio, peso carga de serviço de 2 KN/m<sup>2</sup> e capa de concreto ao longo de 1 m de comprimento, considerando os espaços entre pré-lajes.

Para o cálculo das solicitações foram consideradas as seguintes situações:

- peso próprio, com carga de serviço e peso da capa de concreto apenas no vão central da peça, prevendo o maior momento positivo que pode ocorrer na peça;
- peso próprio, com carga de serviço e capa de concreto nos vãos em balanço da peça, prevendo o maior momento negativo que possa surgir;

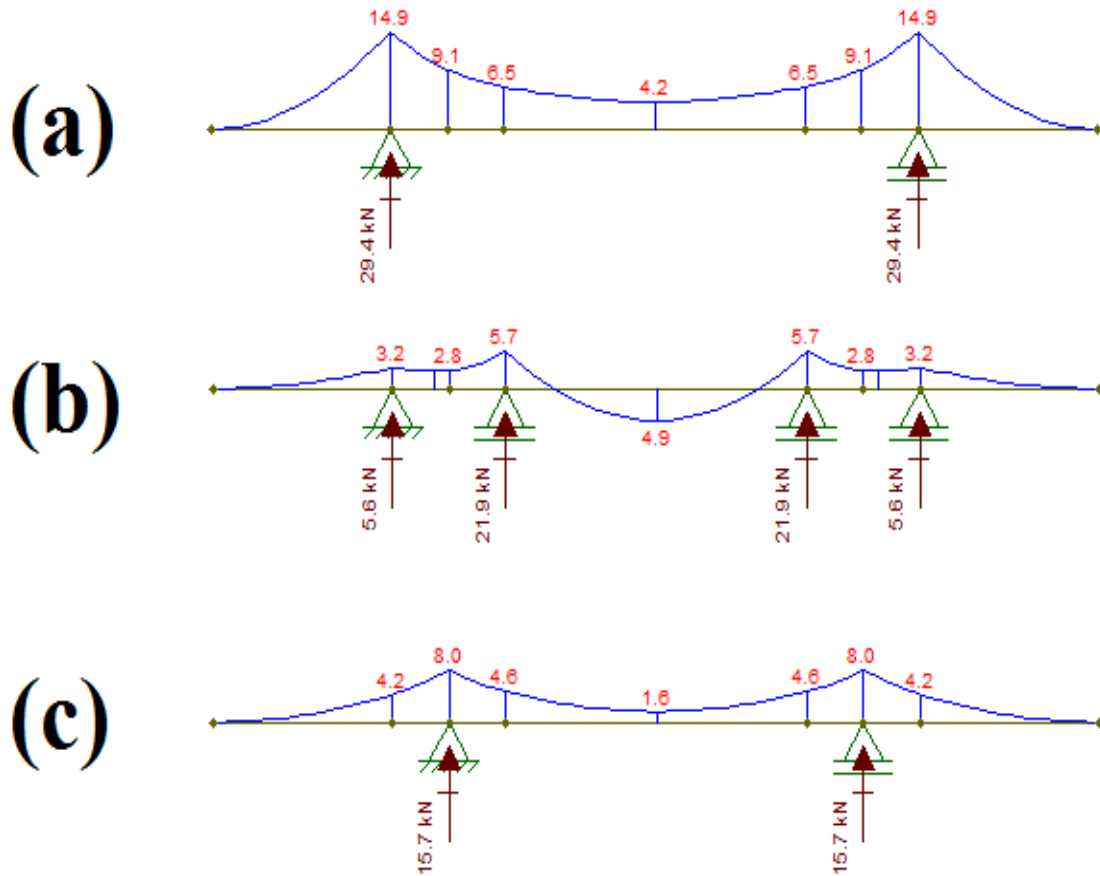


- c) apenas peso próprio acrescido de 30%, para simular uma situação de içamento da peça durante a etapa construtiva, para dimensionamento dos ganchos de levantamento.

Na figura 20, pode-se ver quais foram os diagramas resultantes de momento fletor. Com esses dados, foram feitos os cálculos das áreas de armaduras positivas e negativas mínimas. Essas armaduras são tidas como mínimas, visto que ainda é necessário comparar seus valores com as armaduras necessárias para a laje definitiva do viaduto. Notar que na situação “a” foram eliminados os apoios intermediários, pois estes sofreriam tração, o que não ocorre, pois como as peças não estão engastadas e não há possibilidade do surgimento de reações positivas. Já no item “c”, os apoios foram colocados na região onde estão previstos os ganchos de içamento da peça.

No dimensionamento, foi respeitada a NBR 6118/2014. Na tabela 3 estão resumidas as solicitações e as áreas de aço resultantes.

Figura 20 – Diagramas de momentos fletores das pré-lajes



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 3 – Cálculo de armaduras das pré-lajes

Momento (KN.m)	d(cm)	x (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	nº barras
-14,9	10	2,20	8,65	7 $\phi$ 12,5
4,9	9	1,40	5,50	5 $\phi$ 12,5

(fonte: elaborado pelo autor)

Ao final, a armadura positiva das pré-lajes foi substituída pela armadura positiva da laje, visto que está é maior, em função da influência das cargas móveis.

### 7.3 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

O dimensionamento das lajes foi feito com base nos resultados obtidos no modelo estrutural feito no SAP 2000. Ao todo, o conjunto de lajes a serem dimensionadas se divide em duas partes: duas delas, apoiadas sobre vigas protendidas de concreto e outra, apoiada diretamente sobre os arcos de concreto, sendo que entre elas existe uma junta de 2 cm. As medidas dos elementos podem ser vistas na figura 21. Para criar essa junta no modelo, usou-se um material com módulo de elasticidade praticamente desprezível na faixa da malha da laje daquele trecho.

Figura 21 – Representação da divisão das lajes

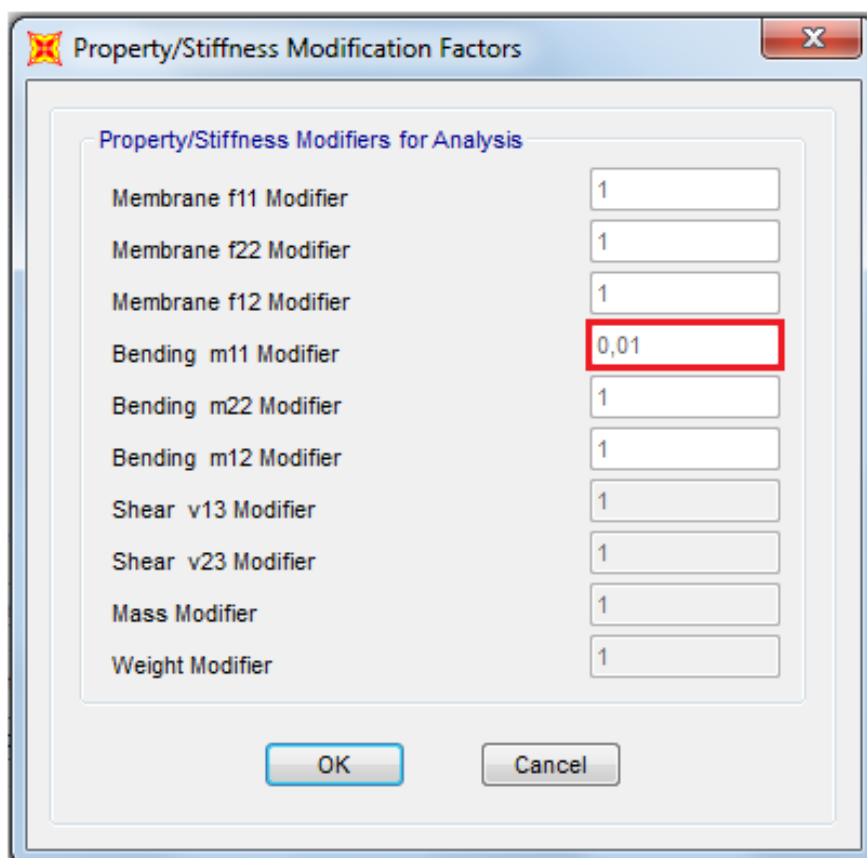


(fonte: elaborado pelo autor)

Como os apoios das lajes se dão em duas vigas, com balanços de 2,5m, o conjunto foi dividido em 6 lajes, como mostra a figura 21. Sendo assim, foi possível verificar que nenhuma laje tem um de seus lados maior que duas vezes o seu menor lado, o que segundo a NBR6118/2014, permite que sejam consideradas como lajes armadas em uma única direção.

Para isso, a rigidez à flexão em torno do eixo Y foi reduzida de 1 pra 0,01 (equivalente a 1%) de sua rigidez, para obter as reais solicitações da situação considerada, conforme mostra a figura 22.

Figura 22 – Redução de rigidez à flexão de laje



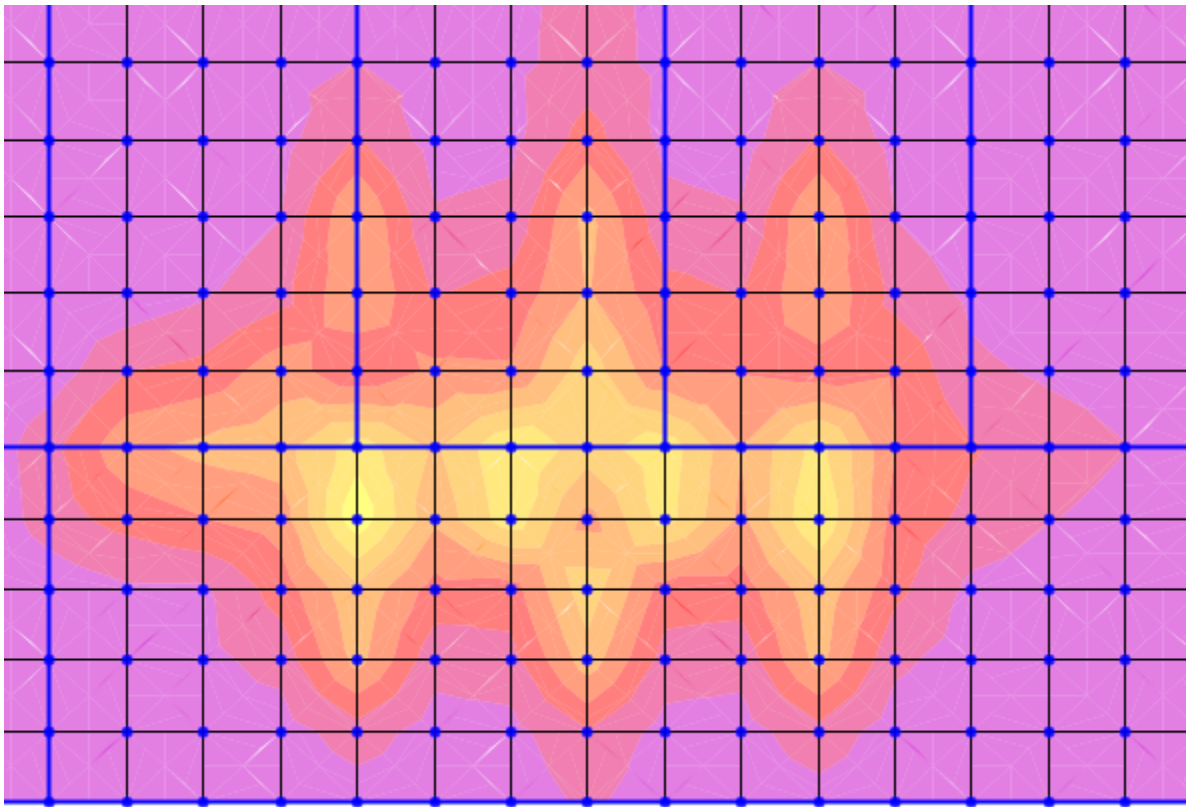
(fonte: elaborado pelo autor)

Como já citado anteriormente, foram criadas 10 situações de carregamento do viaduto, com a posição da carga móvel variando ao longo de várias posições sobre a pista. Nos 5 primeiros carregamentos foi considerado que a carga (caminhão) segue uma trajetória sobre a faixa que seria a de rodagem tradicional, que passa quase que diretamente sobre as vigas/arcos. Nos outros 5 carregamentos, foi levado em conta uma situação em que o caminhão invade a metade da faixa de rodagem contrária. Como esperado, foi possível notar que quando o caminhão está rodando sobre sua faixa de rodagem, parte de seu peso está aplicado sobre o balanço, gerando grandes momentos negativos nessa faixa. Como o carregamento encontra-se concentrado sobre um dos apoios (vigas/arcos), acaba gerando maiores esforços cortantes sobre essa região.

Já quando a carga móvel está no centro do vão, compreendido entre as duas vigas/ arcos, há a aparição de um maior momento positivo nessa região, e redução de momentos negativos nos balanços. Neste caso o carregamento se encontra distribuído de forma mais igual entre os apoios, o que gera um menor esforço cortante na região.

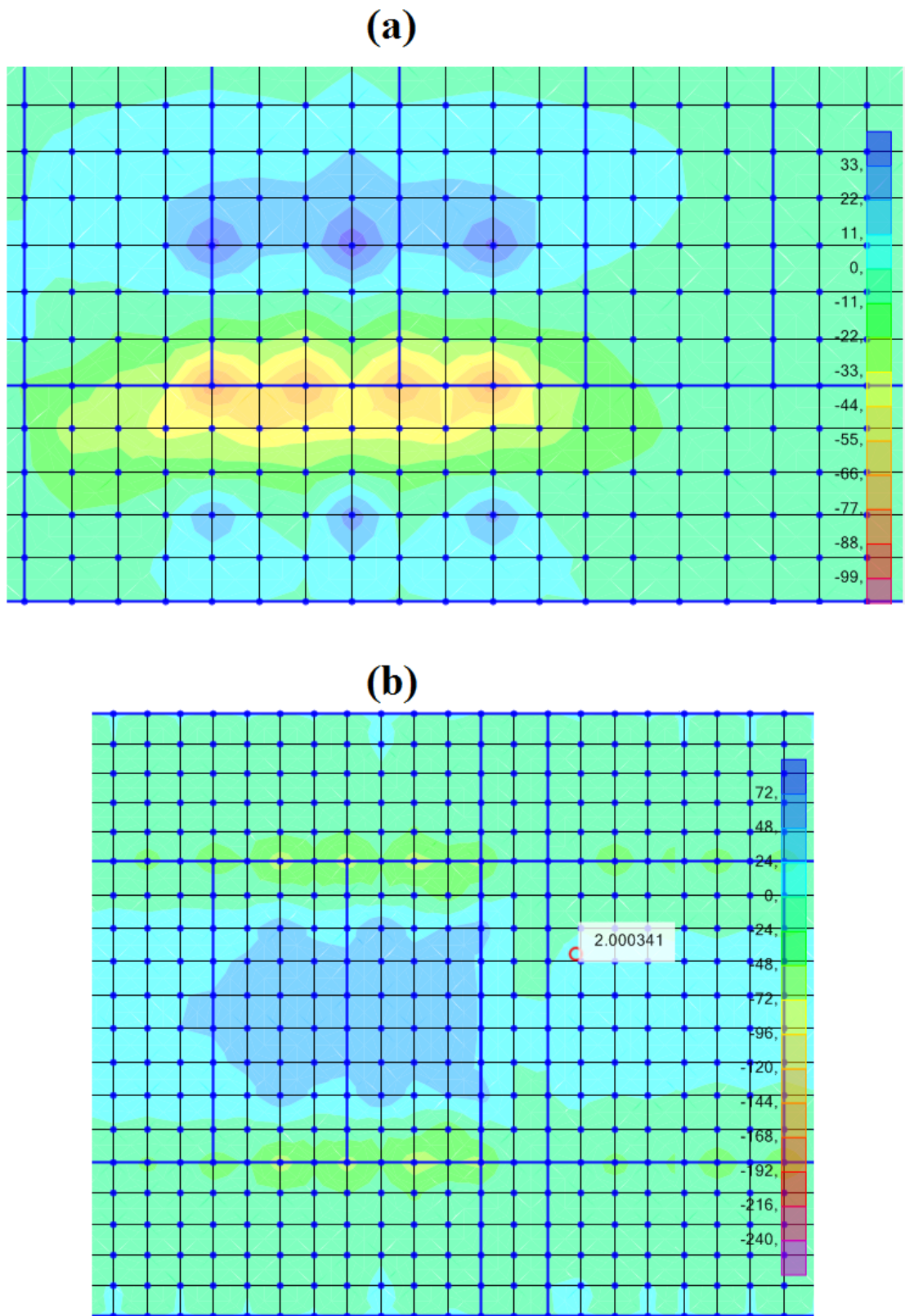
Na figura 23 é mostrado um caso no qual a carga móvel está sobre a viga, onde é possível notar, pelas cores mais fortes, a alta concentração de esforços cortantes na região. Já na figura 24 (a) está apresentado um diagrama de momentos fletores da mesma situação, onde é possível ver a aparição de momentos negativos na região do balanço. Na figura 24 (b) a carga está deslocada para o centro do vão e surgem momentos positivos de grande intensidade.

Figura 23 – Cortante com carga móvel sobre viga



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 24 – Diagramas de momentos fletores das lajes



(fonte: elaborado pelo autor)

Com base nos resultados e cálculos prévios, foi visto que os altos valores de esforços solicitantes na zona do entorno dos apoios. O esforço cortante nessa zona extrapola o que uma placa de 25 cm é capaz de suportar. Outro problema encontrado foi a grande intensidade dos momentos negativos, que iriam exigir altas áreas de aço. Por isso, a espessura de laje foi aumentada apenas nessa zona, criando uma região de espessura variável, de forma a não aumentar muito o peso do conjunto. Com o incremento de espessura, foi possível aumentar a resistência ao esforço cortante, de forma a não precisar armar a laje ao cisalhamento. Foi possível também obter maiores braços de alavanca na região citada, o que foi crucial para aumentar o momento gerado pelo aço negativo e, conseqüentemente, reduzir seu consumo.

Na tabela 4, que segue os preceitos da NBR6118/2014, a espessura da laje e área de aço para resistir a esforços cortantes e momentos fletores, respectivamente, foram dimensionadas. Para isso, foram retirados do modelo os maiores esforços cortantes, momentos negativos e positivos ao longo de cada coordenada da seção ao longo de toda a extensão da laje. O resultado do dimensionamento está descrito na própria tabela.

Tabela 4 – Dados e resultados do dimensionamento das lajes

Coordenada x (m)	0	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	
V <sub>máx</sub> (KN)	0	25,54	77,26	111,16	150,03	205,1	153,15	100,33	73,8	36,81	
d <sub>min</sub> (cm)	20	20	20	20	22,5	40	22,5	20	20	20	
d usado (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	
M <sub>máx</sub> (KN.m)	0	0	0	0	0	0	0	-37,12	-45,57	-50,42	
d (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	
x (cm)	0	0	0	0	0	0	0	1,85437	2,29765	2,55604	
As (cm <sup>2</sup> /m)	0	0	0	0	0	0	0	7,30148	9,04688	10,0643	
Armadura	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	
M <sub>mín</sub> (KN.m)	0	4,27	9,11	20,14	54,92	100,93	41,84	7,4	0	0	
d (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	
x (cm)	0	0,20625	0,44213	0,98834	1,33884	2,48951	1,01666	0,35854	0	0	
As' (cm <sup>2</sup> /m)	0	0,81211	1,74087	3,89152	5,27162	9,80231	4,00303	1,41171	0	0	
Armadura	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	
Coordenada x (m)	4,5	5	5,5	6	6,5	6,9	7,4	7,9	8,4	8,9	9,4
V <sub>máx</sub> (KN)	36,81	36,81	73,8	100,33	153,15	205,1	150,03	111,16	77,26	25,54	0
d <sub>min</sub> (cm)	20	20	20	20	22,5	40	22,5	20	20	20	20
d usado (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	20
M <sub>máx</sub> (KN.m)	-50,42	-50,42	-45,57	-37,12	0	0	0	0	0	0	0
d (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	20
x (cm)	2,55604	2,55604	2,29765	1,85437	0	0	0	0	0	0	0
As (cm <sup>2</sup> /m)	10,0643	10,0643	9,04688	7,30148	0	0	0	0	0	0	0
Armadura	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	9 $\phi$ 12,5	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10	7 $\phi$ 10
M <sub>mín</sub> (KN.m)	0	0	0	7,4	41,84	100,93	54,92	20,14	9,11	4,27	0
d (cm)	20	20	20	20	40	40	40	20	20	20	20
x (cm)	0	0	0	0,35854	1,01666	2,48951	1,33884	0,98834	0,44213	0,20625	0
As' (cm <sup>2</sup> /m)	0	0	0	1,41171	4,00303	9,80231	5,27162	3,89152	1,74087	0,81211	0
Armadura	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	10 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5	5 $\phi$ 12,5

(fonte: elaborado pelo autor)

A área de aço que resiste aos momentos positivos do centro do vão deverá ser embutida nas pré-lajes, pois devem ficar posicionadas na parte inferior da laje.



## 7.4 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS PROTENDIDAS

Para o cálculo das vigas protendidas, foi utilizada uma planilha desenvolvida pelo autor, que faz o traçado da linha de influência de esforço cortante e momento fletor com maior precisão do que os dados retirados dos carregamentos considerados no modelo estrutural. Ao todo, foram levadas em conta duas situações de dimensionamento das vigas protendidas:

- a) Seção composta apenas pela viga em formato “U”, com carga permanente de peso próprio e carga variável das pré-lajes com capa de concreto;
- b) Seção composta pela viga em formato “U”, acrescida da laje da pista, que atua como mesa comprimida, com carga permanente de peso próprio do sistema, mais revestimentos da pista e carga variável composta por cargas acidentais e veículo tipo;

A situação do item “a” se refere à situação em que a laje não está consolidada à viga, que fica responsável, sozinha, por conter os esforços de protensão, peso próprio e peso das pré-lajes e capa de concreto das lajes. Essa etapa é fundamental, pois a seção possui uma baixa inércia, que aliado ao baixo carregamento pode ocasionar o surgimento de tensões de tração devido à pequena magnitude de cargas, devendo se fazer o dimensionamento correto de armaduras na borda superior da viga. A situação do item “b” se refere à situação em que a viga está já está consolidada com a laje, onde ainda podem surgir tensões de tração na borda das lajes devido à pequena magnitude de cargas, no caso de se ter apenas carregamento permanente, que deve prever a armadura de tração nesse ponto. Já na situação que se tem a atuação das cargas acidentais e móvel, a situação se inverte, podendo haver a aparição de tração na borda inferior da viga ou compressão excessiva na zona das lajes, devendo ser feita a verificação e cálculo das armaduras necessárias.

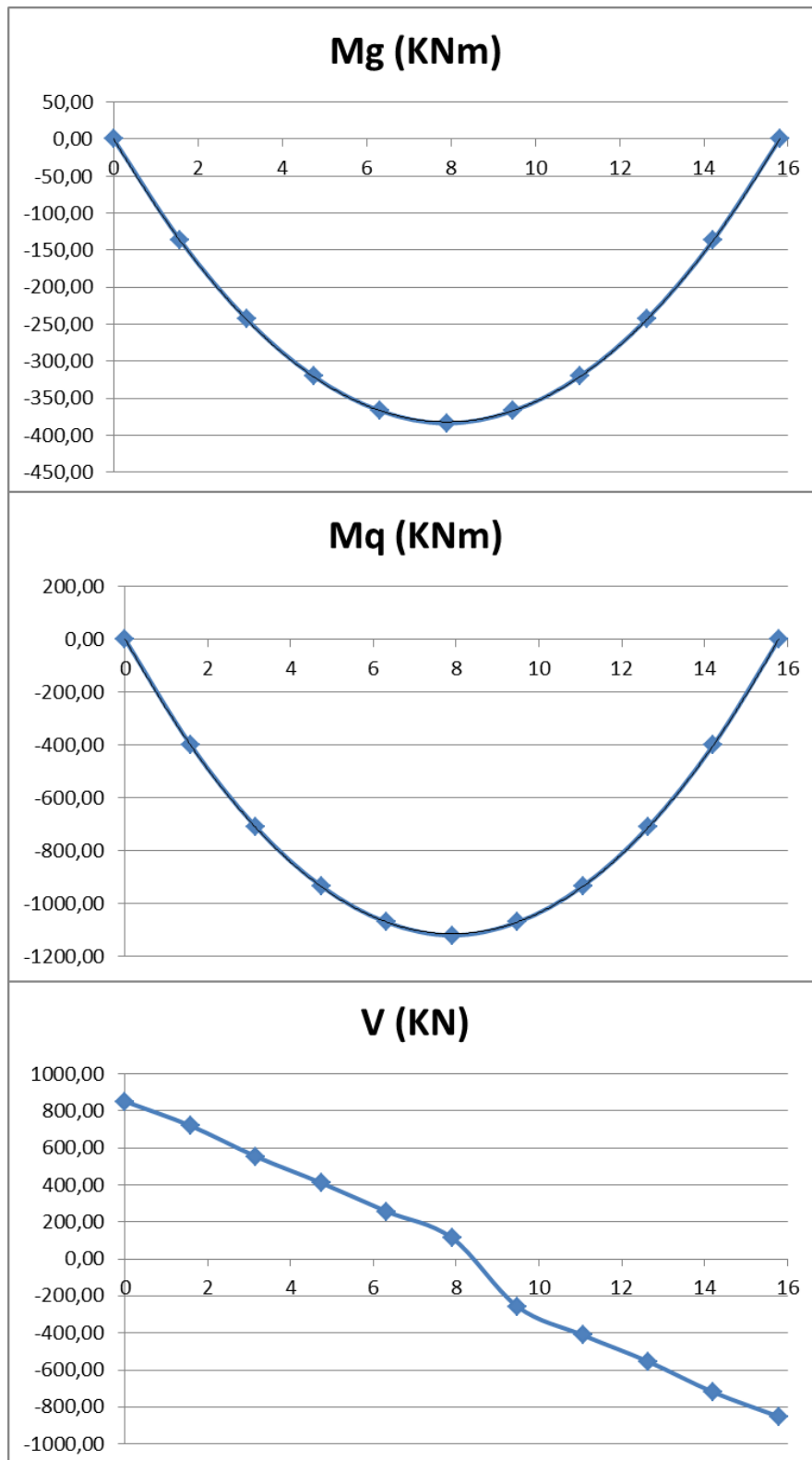
Para os cálculos, foram feitas duas simplificações:

Primeira: carga móvel foi distribuída integralmente em apenas uma das vigas, de forma a prever a situação mais desfavorável possível, bem como metade do peso total da laje e revestimentos.

Segunda: Não foi levada em consideração a diferença da idade do concreto das vigas e das lajes nos cálculos, visto que esse fator complicaria muito o trabalho, cujo foco principal não é o dimensionamento de peças protendidas.

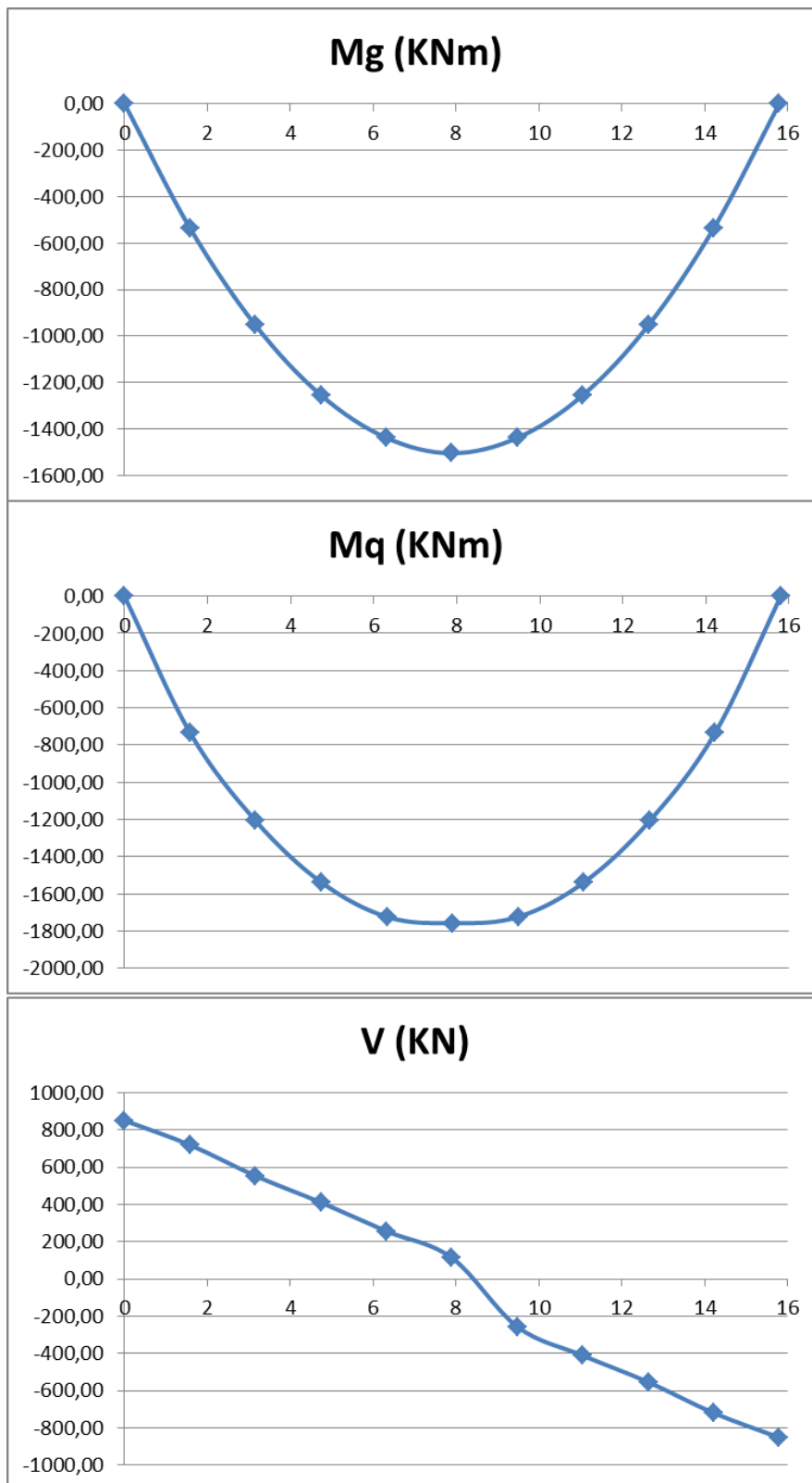
Na figura 25 é apresentada a linha de influência de esforços cortantes e momentos fletores da situação citada no item “a” e na figura 26, da situação comentada no item “b”. Foram apresentados os resultados dos diagramas de momento fletor em função da carga de peso próprio,  $M_g$ , e carga variável,  $M_q$ .

Figura 25 – Diagramas de solicitações da viga não consolidada com a laje



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 26 – Diagramas de solicitações da viga consolidada com a laje



(fonte: elaborado pelo autor)

Ao final do dimensionamento, foram adotadas 20 cordoalhas na seção da viga, com duas transições, para 16 e 12 cordoalhas. Começou-se usando 12 cordoalhas na face da viga, partindo para 16 a partir da coordenada de 4,20 m e 20 a partir de 6,30 m. Tais transições foram necessárias para que as tensões no concreto não extrapolassem os limites de tensão descritos na tabela 5.

Tabela 5 – Tensões limites para  $f_{ck}$  40 Mpa

<b>Tempo zero</b>	
Tração máxima (KN/cm <sup>2</sup> )	0,36
Compressão máxima (KN/cm <sup>2</sup> )	-2,24
<b>Tempo infinito</b>	
Tração máxima (KN/cm <sup>2</sup> )	0,42
Compressão máxima (KN/cm <sup>2</sup> )	-2,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Na tabela 6, está o resultado da verificação das tensões, sendo que as colunas “1\*” e “2\*” se referem ao concreto em idades iniciais, com protensão, peso próprio e carga variável, respectivamente. A coluna “3\*”, considera a mesma situação de carregamento que a “2”, mas com concreto em idade avançada juntamente com as perdas de força de protensão.

Tabela 6 – Verificação das tensões no concreto

Viga consolidada à laje																
x (m)	Borda	S Np	S Mp	S Mg	1*			2*			3*			Verificação de tensões		
					S pg	S Mq	S pgq	dsig Np	dsig Mp	dsig pqfhi	1* t=t0	2* t=t0	3* t=inf			
0	s		0,221	0,000	0,122	-0,003	0,119		-0,036	0,099	OK	OK	OK			
	i	-0,098	-0,600	0,000	-0,698	0,009	-0,689	0,016	0,097	-0,576	OK	OK	OK			
1,58	s		0,221	-0,085	0,037	-0,112	-0,075		-0,033	-0,093	OK	OK	OK			
	i	-0,098	-0,600	0,231	-0,467	0,305	-0,162	0,015	0,090	-0,058	OK	OK	OK			
3,16	s		0,221	-0,151	-0,029	-0,194	-0,223		-0,031	-0,254	OK	OK	OK			
	i	-0,098	-0,600	0,410	-0,288	0,528	0,239	0,014	0,084	0,337	OK	OK	OK			
4,74	s		0,291	-0,195	-0,034	-0,246	-0,280		-0,044	-0,324	OK	OK	OK			
	i	-0,130	-0,792	0,530	-0,392	0,670	0,278	0,019	0,118	0,416	OK	OK	OK			
6,32	s		0,361	-0,224	-0,024	-0,276	-0,300		-0,056	-0,356	OK	OK	OK			
	i	-0,161	-0,980	0,608	-0,533	0,750	0,217	0,025	0,152	0,394	OK	OK	OK			
7,9	s		0,000	-0,233	-0,378	-0,278	-0,656		-0,053	-0,709	OK	OK	OK			
	i	-0,145	-1,010	0,634	-0,520	0,756	0,235	0,024	0,144	0,403	OK	OK	OK			
					<b>t=t0</b>			<b>t=inf</b>								

Viga NÃO consolidada à laje																
x (m)	Borda	S Np	S Mp	S Mg	1*			2*			3*			Verificação de tensões		
					S pg	S Mq	S pgq	dsig Np	dsig Mp	dsig pqfhi	1* t=t0	2* t=t0	3* t=inf			
0	s		0,403	0,000	0,124	0,000	0,124		-0,064	0,104	OK	OK	OK			
	i	-0,279	-0,290	0,000	-0,569	0,000	-0,569	0,044	0,046	-0,479	OK	OK	OK			
1,58	s		0,403	-0,123	0,001	-0,363	-0,362		-0,063	-0,382	OK	OK	OK			
	i	-0,279	-0,290	0,088	-0,480	0,261	-0,219	0,044	0,045	-0,130	OK	OK	OK			
3,16	s		0,403	-0,218	-0,094	-0,646	-0,740		-0,063	-0,803	OK	OK	OK			
	i	-0,279	-0,290	0,157	-0,412	0,464	0,052	0,044	0,045	0,141	OK	OK	OK			
4,74	s		0,533	-0,282	-0,118	-0,837	-0,955		-0,090	-1,045	OK	OK	OK			
	i	-0,369	-0,383	0,203	-0,549	0,602	0,052	0,062	0,065	0,179	OK	OK	OK			
6,32	s		0,661	-0,324	-0,120	-0,964	-1,084		-0,117	-1,201	OK	OK	OK			
	i	-0,458	-0,475	0,233	-0,700	0,692	-0,008	0,081	0,084	0,157	OK	OK	OK			
7,9	s		0,000	-0,337	-0,746	-1,009	-1,755		-0,113	-1,867	OK	OK	OK			
	i	-0,408	-0,475	0,242	-0,641	0,725	0,084	0,078	0,081	0,243	OK	OK	OK			
					<b>t=t0</b>			<b>t=inf</b>								

(fonte: elaborado pelo autor)

Foram feitas as verificações da peça quanto à ruína à flexão e cálculo da armadura passiva necessária para suportar aos esforços solicitantes. Os resultados são apresentados na tabela 7.

Tabela 7 – Verificação da ruína à flexão da seção protendida

Viga consolidada à laje												
Dist. (m)	Md (KN.cm)	Rpt (KN)	ds (cm)	dp (cm)	bw (cm)	x (cm)	Dom	As (cm)	s,min (cm)	As,ef (cm <sup>2</sup> )	Mrd>Md	nº barras
0,395	49313,04	1464,26	119,00	113,00	470,00	0,54	2	-0,14	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
0,79	93262,96	1464,26	119,00	113,00	470,00	0,94	2	-0,12	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
1,185	134668,24	1464,26	119,00	113,00	470,00	1,33	2	-0,08	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
1,58	173528,88	1485,50	119,00	113,00	470,00	1,69	2	-0,03	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
1,975	209844,88	1485,50	119,00	113,00	470,00	2,03	2	0,03	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
2,37	243616,24	1485,50	119,00	113,00	470,00	2,34	2	0,10	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
2,765	274842,96	1485,50	119,00	113,00	470,00	2,63	2	0,18	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
3,16	303525,04	1501,96	119,00	113,00	470,00	2,90	2	0,27	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
3,555	329662,48	1501,96	119,00	113,00	470,00	3,15	2	0,36	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
3,95	353255,28	1501,96	119,00	113,00	470,00	3,37	2	0,43	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm
4,345	369279,96	1501,96	119,00	113,00	470,00	3,52	2	0,51	31,77	31,77	Seção Segura!	9 phi 25 mm
4,74	388419,64	1962,20	119,00	113,00	470,00	3,73	2	0,65	31,77	31,77	Seção Segura!	7 phi 25 mm
5,135	405014,68	1962,20	119,00	113,00	470,00	3,89	2	0,73	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm
5,53	419065,08	1962,20	119,00	113,00	470,00	4,02	2	0,82	31,77	31,77	Seção Segura!	9 phi 25 mm
5,925	430570,84	1962,20	119,00	113,00	470,00	4,13	2	0,91	31,77	31,77	Seção Segura!	9 phi 25 mm
6,32	439531,96	1962,20	119,00	113,00	470,00	4,21	2	1,00	31,77	31,77	Seção Segura!	9 phi 25 mm
6,715	445948,44	2412,79	119,00	113,00	470,00	4,30	2	1,15	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm
7,11	449820,28	2412,79	119,00	113,00	470,00	4,34	2	1,23	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm
7,505	451147,48	2412,79	119,00	113,00	470,00	4,35	2	1,32	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm
7,9	449930,04	2412,79	119,00	113,00	470,00	4,34	2	1,39	31,77	31,77	Seção Segura!	8 phi 25 mm

Viga NÃO consolidada à laje												
Dist. (m)	Md (KN.cm)	Rpt (KN)	ds (cm)	dp (cm)	bw (cm)	x (cm)	Dom	As (cm)	As,min (cm <sup>2</sup> )	As,ef (cm <sup>2</sup> )	Mrd>Md	nº barras
0,395	20462,40	1479,90	119,00	72,00	470,00	0,83	2	-16,97	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
0,79	39872,00	1479,90	119,00	72,00	470,00	1,01	2	-13,11	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
1,185	58228,80	1479,90	119,00	72,00	470,00	1,18	2	-9,45	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
1,58	75532,80	1481,66	119,00	72,00	470,00	1,34	2	-6,03	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
1,975	91784,00	1481,66	119,00	72,00	470,00	1,49	2	-2,78	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
2,37	106982,40	1481,66	119,00	72,00	470,00	1,63	2	0,25	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
2,765	121128,00	1481,66	119,00	72,00	470,00	1,77	2	3,08	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
3,16	134220,80	1483,02	119,00	72,00	470,00	1,89	2	5,68	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
3,555	146260,80	1483,02	119,00	72,00	470,00	2,00	2	8,10	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
3,95	157248,00	1483,02	119,00	72,00	470,00	2,10	2	10,30	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
4,345	164797,50	1483,02	119,00	72,00	470,00	2,17	2	11,81	11,28	11,81	Seção Segura!	3 phi 25 mm
4,74	173942,30	1931,90	119,00	72,00	470,00	2,46	2	7,33	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
5,135	182034,30	1931,90	119,00	72,00	470,00	2,53	2	8,95	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
5,53	189073,50	1931,90	119,00	72,00	470,00	2,60	2	10,37	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
5,925	195059,90	1931,90	119,00	72,00	470,00	2,65	2	11,57	11,28	11,57	Seção Segura!	3 phi 25 mm
6,32	199993,50	1931,90	119,00	72,00	470,00	2,70	2	12,57	11,28	12,57	Seção Segura!	3 phi 25 mm
6,715	203874,30	2372,33	119,00	72,00	470,00	2,93	2	7,16	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
7,11	206702,30	2372,33	119,00	72,00	470,00	2,96	2	7,73	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
7,505	208477,50	2372,33	119,00	72,00	470,00	2,97	2	8,09	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm
7,9	209199,90	2372,33	119,00	72,00	470,00	2,98	2	8,23	11,28	11,28	Seção Segura!	3 phi 25 mm

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.5 DIMENSIONAMENTO DOS ARCOS

Para o dimensionamento dos arcos, cujas dimensões prévias foram estabelecidas em 70 x 120 cm, cuja estabilidade já foi verificada anteriormente, será feita no Software Pcalc 1.4. Foi levado em consideração que os arcos trabalham como uma seção de concreto submetida à flexo-compressão normal, cujas maiores solicitações obtidas pelo SAP, em módulo, podem ser vistas na tabela 8. Foi feita também, a verificação da capacidade da seção em absorver esforços cortantes. Nota-se que a parcela  $V_{rd2}$  e  $V_{c0}$  (foi feita a verificação para uma seção da emenda, com  $d=59$  cm) que a seção suporta é muito superior ao esforço cortante máximo majorado,  $V_{rd}$ , o além de comprovar que não há esmagamento das bielas comprimidas, ainda suprime a necessidade da colocação de estribos além do mínimo exigido pela NBR 6118/2014.

Figura 8 – Solicitações na seção do arco

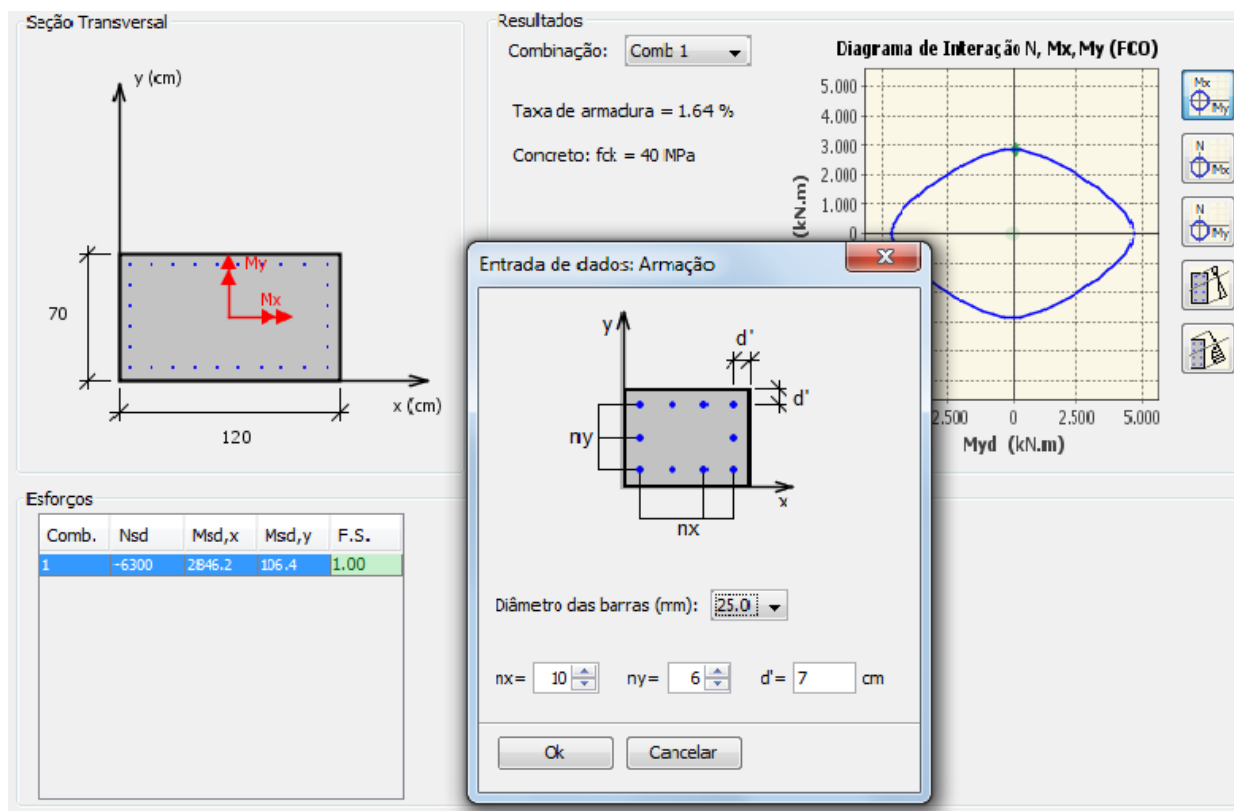
Esforços solicitantes no arco	
Maior $N_{sd}$ (KN)	6300,00
Maior $M_{sd,x}$ (KN.m)	2846,20
Maior $M_{sd,y}$ (KN.m)	106,40
Maior $V_{sd}$ (KN)	-831,17
$V_{rd,2}$ (KN)	3436,29
$V_{c0}$ (KN)	7452,74

(fonte: elaborado pelo autor)

Com os valores das dimensões e da magnitude das solicitações no Pcalc, foram feitas várias iterações até se chegar a uma distribuição de armaduras cujo coeficiente de segurança ficasse próximo de 1, por questão de economia. Na figura 27 pode ser visto o número de barras necessárias para que a seção resista aos esforços solicitantes, sendo que o resultado obtido foi o uso de 10 barras de 25 mm no eixo x e 6 barras de 25 mm no eixo y, totalizado 28 barras ao todo, com coeficiente de segurança 1,00.



Figura 27 – Análise seção do arco no Pcalc



(fonte: elaborado pelo autor)

Cada arco possui um comprimento aproximado de 50 m lineares, o que gera dificuldades de transporte em função de tamanho e peso. Sendo assim, será feita sua divisão em seis segmentos, de forma a reduzir seu comprimento e carga. Contudo, visto a grande densidade de armadura, o trespasse de armaduras entre as partes do arco fica dificultada, sendo necessária uma outra opção para que sejam feitas as uniões dos segmentos. Sendo assim, a união será feita através de barras Diwidag 32 mm, que segundo o catálogo do fabricante (figura 28), tem uma tensão de escoamento de 950 Mpa e de ruptura de 1050 Mpa, reduzindo consideravelmente a área da armadura de trespasse. Sendo assim, esses dados foram colocados no programa Pcalc (figura 29), fazendo-se iterações até que se chegou ao número necessário de 6 barras no eixo x, totalizando 12 barras, para suportar os esforços. O dimensionamento da seção de trespasse pode ser visto com detalhes na figura 30.

Figura 28 – Catálogo DIWIDAG

## PROPRIEDADES DOS SISTEMAS DYWIDAG

Diâmetro Nominal	mm	47 <b>NOVO!</b>	36 <b>NOVO!</b>	32 <b>NOVO!</b>	15
Tensão de Escoamento	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	95 [950]	95 [950]	95 [950]	90 [900]
Tensão de Ruptura	Kgf/mm <sup>2</sup> [MPa]	105 [1.050]	105 [1.050]	105 [1.050]	110 [1.100]
Carga de Escoamento	tf	165	97	76	16
Carga de Ruptura	tf	182	107	84	19
Passo	mm	21	18	16	10
Área da Seção Transversal (a)	mm <sup>2</sup>	1.735	1.018	804	177
Peso (b)	Kg/m	14,10	8,27	6,31	1,44

(a) área calculada  
(b) peso teórico nominal

Módulo de Elasticidade: E = 20.500 Kgf/mm<sup>2</sup> +/- 5%

(fonte: PROTENDIDOS DIWIDAG Ltda.)

Figura 29 – Dados do material no PCalc

Entrada de dados: Materiais

**Concreto**  
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fck= 40 MPa  
γc= 1.4

$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right]$

Para  $f_{ck} \leq 50$  MPa:  $n=2$   
Para  $f_{ck} \geq 50$  MPa:  $n= 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

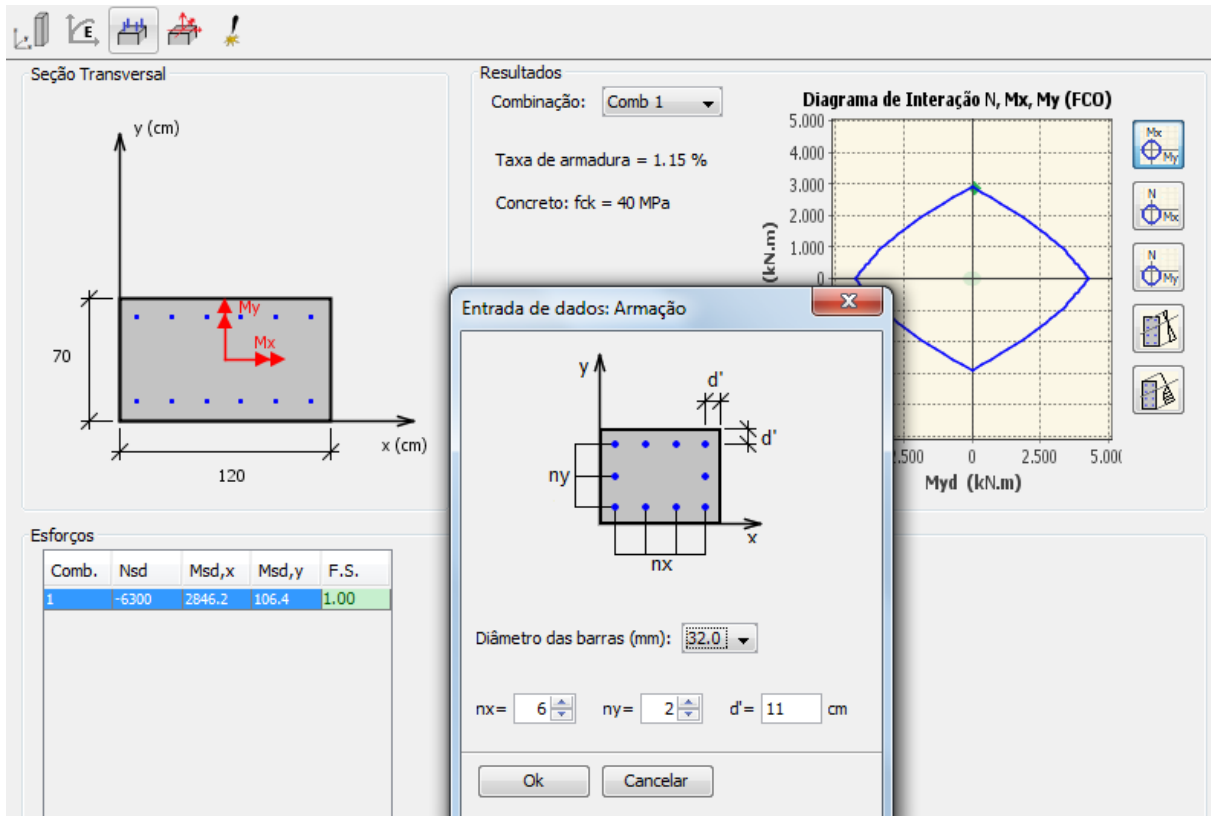
**Aço**  
Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

fyk= 1050 MPa  
Es= 210 GPa  
γs= 1.15

Ok Cancelar

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 30 – Análise da seção de trespasse no PCalc



(fonte: elaborado pelo autor)

Para isso, as barras Diwidag estão consolidadas em um dos segmentos e no outro, existirão esperas feitas com bainhas de metálicas, de 50 mm, que deverão ser preenchidas com nata de cimento após a montagem do arco. Foram tomados os cuidados de deixar as barras de trespasse com comprimento suficiente para ancorá-las, bem como armadura de costura de estribos, que servem para transportar os esforços das barras para o concreto. O comprimento das barras DIWIDAG respeita os itens 9.5.2.2 e 9.5.2.3 (pg. 43 da NBR 6118/2014), que tratam de trespasse de barras.

Nota: Foi especificado em planta que antes da união dos segmentos, deve-se aplicar resina epóxi nas faces de cada segmento. Assim, a transmissão de momentos fica garantida pelas barras DIWIDAG e os esforços cortantes pela união das partes com a resina.

## 7.6 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES

O dimensionamento das fundações foi feito através do levantamento das cargas que serão aplicadas no bloco de fundação durante diversas etapas, da montagem da estrutura e várias condições de carregamento, com inclusão forças de frenagem, conforme descrito no item 4.2.2.1 deste trabalho. Foram retirados do modelo do SAP as cargas horizontais, verticais e momentos fletores transmitidos ao topo do bloco pelos arcos, sendo adicionadas as cargas verticais que são aplicadas nos encontros, juntamente com esforços horizontais de frenagem, empuxo de terra nos encontros, e momentos causados por todas essas forças. Foram levadas em consideração as excentricidades de aplicação dessas cargas, sendo que as cargas horizontais, que devem ter seu momento computado em relação ao plano das estacas e das cargas verticais dos encontros, que não estão localizadas no centro do bloco de coroamento.

O solo que foi levado em consideração é uma argila arenosa de consistência mole, sendo que para isso foi considerado um NSPT de 5 golpes até 5 m de profundidade e no restante, NSPT de 10 golpes. O método utilizado para estimar a capacidade do solo foi descrito nos itens 3.5.1.1, 3.5.1.2 e 3.5.1.3 deste trabalho, sendo que para o tipo de estaca escolhido, raiz de 70cm de diâmetro e 15m de profundidade, possui capacidade de carga de 73,19 tf ou 731,9 KN, conforme a tabela 9.

Tabela 9 – Capacidade de carga de estacas Franki

Diâmetro (cm)	Décourt- Quaresma	Aoki-Velloso	Menor valor	Qadm usado (tf)
	Qadm (tf)	Qadm (tf)		
35	35,16	27,12	Aoki-Velloso	27,12
40	41,08	32,52	Aoki-Velloso	32,52
50	53,59	44,45	Aoki-Velloso	44,45
60	67,01	58,13	Aoki-Velloso	58,13
70	81,31	73,19	Aoki-Velloso	73,19
80	96,52	89,78	Aoki-Velloso	89,78
90	112,63	106,96	Aoki-Velloso	106,96

(fonte: elaborado pelo autor)

Na tabela 10, que se encontra abaixo, é possível ver a várias situações de carregamento, que envolvem desde fases construtivas, com apenas arcos colocados, até as 5 piores posições do trem de carga. Já na tabela 11, é apresentado o dimensionamento do bloco para duas situações que apresentam as menores e maiores cargas nas estacas. Sendo assim, foi verificado que não surgem tensões de tração e que as cargas por estaca ficam dentro de seu limite máximo. Ao todo, foram usadas 32 estacas em cada bloco, dispostas em 4 linhas de 8 estacas ao longo do eixo x, sendo que dessas, 3 linhas possuem inclinação de 15° a fim de absorver os esforços horizontais.

Tabela 10 – Combinação de carga nas fundações

Combinação/ Solicitação	Apenas arcos	Apenas arcos e vigas	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5
N (KN)	-5482,54	-5746,54	-8367,56	-8915,25	-8278,32	-8900,75	-8846,35
Mx (KN.m)	-6741,74	-6186,49	1781,79	2484,43	2752,61	2652,04	4137,74
Fhoriz.	0,00	0,00	-6103,01	-6638,65	-6901,66	-6794,29	-6898,09

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 11 – Cargas nas estacas

Cargas nas estacas apenas com a colocação dos arcos e do solo nos encontros							
Momentos e cargas verticais							
Mx (KN.m)	-6742,00						
My (KN.m)	0						
N (KN)	-5483						
H (KN)	0,00						
Linha de estacas	Inclinação (graus)	Qtd de estacas na linha	Coordenadas estaca		Cargas resultantes		
			Xi (m)	Yi (m)	Fn (KN)	FnH(KN)	Nd (KN)
1	15	8	0,00	1,00	-165,51	0,00	<b>-15,94</b>
2	15	8	1,75	1,00	-165,51	0,00	<b>-115,65</b>
3	15	8	3,50	1,00	-165,51	0,00	<b>-215,36</b>
4	0	8	5,25	1,00	-171,34	0,00	<b>-315,82</b>
Cargas nas estacas com o carregamento do Caso 5							
Momentos cargas verticais							
Mx (KN.m)	-3032,00						
My (KN.m)	0						
N (KN)	-8846						
H (KN)	2166,00						
Linha de estacas	Inclinação (graus)	Qtd de estacas na linha	Coordenadas estaca		Cargas resultantes		
			Xi (m)	Yi (m)	Fn (KN)	FnH(KN)	Nd (KN)
1	15	8	0,00	1,00	-267,02	-334,26	<b>-534,01</b>
2	15	8	1,75	1,00	-267,02	-334,26	<b>-578,86</b>
3	15	8	3,50	1,00	-267,02	-334,26	<b>-623,70</b>
4	0	8	5,25	1,00	-276,44	0,00	<b>-341,41</b>

(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.7 DIMENSIONAMENTO APARELHOS DE APOIO

As vigas serão apoiadas sobre chapas de Neoprene, cujo módulo de cisalhamento foi considerado como sendo 1 Mpa. Sob cada viga serão colocadas duas chapas, cujas dimensões ficaram em 25 cm por 25 cm. As solicitações em cada aparelho de apoio são descritas na tabela 12.

Tabela 12 – Cargas sobre os apoios

Cargas sobre os apoios	
Maior carga vertical (KN)	858
Maior carga horizontal (KN)	67,5

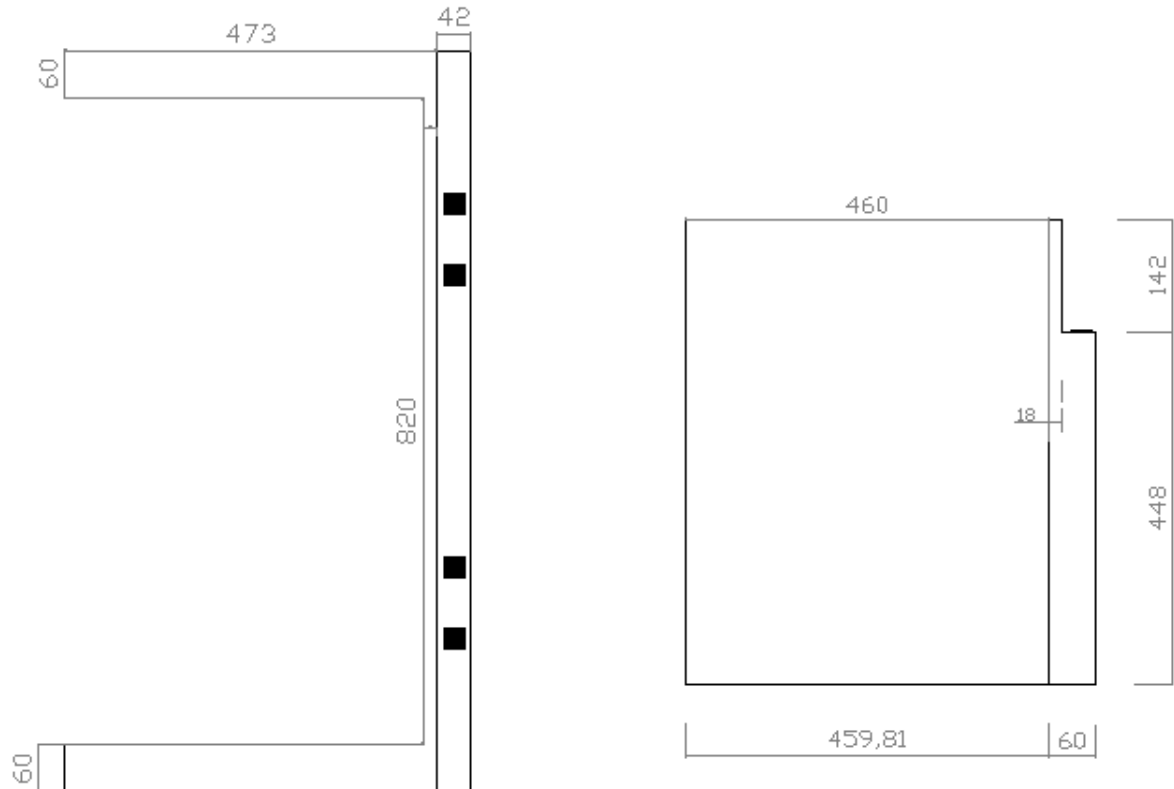
(fonte: elaborado pelo autor)

## 7.8 DIMENSIONAMENTO DOS ENCONTROS

Os encontros, cujo detalhe se encontra na figura 31, são constituídos por três faces de concreto armado, com 590 cm de altura e 60 cm de espessura. O dimensionamento foi feito com base nos esforços que são aplicados na parede onde se apoiam as vigas. Nessa região surgem, além do empuxo de terra, forças horizontais de frenagem e momentos oriundos da aplicação da carga das vigas, que possui excentricidade em relação ao eixo da seção. Foi feito o cálculo e verificações da seção em questão, pois ela é a mais crítica. Notou-se que a carga de esforço normal se dilui em uma grande área, não atingindo sequer 2% da capacidade resistente do concreto. Sendo assim, as paredes foram consideradas como seções submetidas à flexão, proveniente dos empuxos e carga horizontal.

Na tabela 13, podem ser vistos os valores das solicitações mais desfavoráveis que agem sobre a estrutura, com o cálculo da área de aço necessária para absorvê-las.

Figura 31 – Vista superior e lateral dos encontros



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 13 – Dimensionamento dos encontros

h(m)	Seção	Momentos na seção (KN.m)				As (cm <sup>2</sup> /m)	Armadura escolhida
		Empuxo	Frenagem	Excentricidade	Total		
0,00	Topo	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Ø 20mm C/20
1,43	3/4 altura	33,24	89,06	283,95	406,26	2,99	Ø 20mm C/20
2,85	Meio	265,96	178,13	283,95	728,03	5,39	Ø 20mm C/20
4,28	1/4 altura	897,61	267,19	283,95	1448,74	10,83	Ø 20mm C/10
5,70	Base	2127,66	356,25	283,95	2767,86	21,10	Ø 20mm C/10

(fonte: elaborado pelo autor)



## 7.9 DIMENSIONAMENTOS DAS TRANSVERSINAS E CONTRAVENTAMENTOS DOS ARCOS

Serão colocadas transversinas no início e no final das vigas protendidas e vigas duas vigas de nos arcos, logo abaixo das transversinas, cujo objetivo é fazer a consolidação do conjunto.

Foram retirados os esforços nessas peças do SAP2000, que foram analisados para todos os carregamentos possíveis. Conforme a planilha para cálculo de vigas, elaborada pelo autor, são apresentados na tabela 14 os resultados das verificações e cálculo das áreas de aço de flexão e cortante das transversinas e contraventamentos. No entanto, como as solicitações são muito baixas, se caiu na utilização de armadura mínima (flexão e corte) para todas as seções.

Tabela 14 – Dimensionamento das transversinas e contraventamentos dos arcos

Contraventamentos			
largura (cm)	60	Asw/s,nec (cm <sup>2</sup> /m)	0
altura (cm)	50	Asw/s,mín (cm <sup>2</sup> /m)	8,42 ( ø8 c/12)
d (cm)	45	As, nec (cm <sup>2</sup> )	2,78
Vmáx (KN)		As, mín (cm <sup>2</sup> )	5,37 ( 5 ø 12,5)
Mmáx (KN.m)		As',nec (cm <sup>2</sup> )	4,11
Mmín (KN.m)		As', mín (cm <sup>2</sup> )	5,37 ( 5 ø 12,5)
Transversinas			
largura (cm)	60	Asw/s,nec (cm <sup>2</sup> /m)	0
altura (cm)	50	Asw/s,mín (cm <sup>2</sup> /m)	8,42 ( ø8 c/24)
d (cm)	45	As, nec (cm <sup>2</sup> )	1,54
Vmáx (KN)		As, mín (cm <sup>2</sup> )	3,22 ( 4 ø 10)
Mmáx (KN.m)		As',nec (cm <sup>2</sup> )	2,92
Mmín (KN.m)		As', mín (cm <sup>2</sup> )	3,22 ( 4 ø 10)

(fonte: elaborado pelo autor)

## 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de Conclusão de Curso, que visou o projeto de um viaduto no Km 441 da BR386, zona de grandes congestionamentos, teve como objetivo o aprimoramento dos conhecimentos do aluno. A criação deste trabalho, desde a concepção do modelo até a fase do dimensionamento e detalhamento foram fundamentais para o desenvolvimento de senso crítico no que tange ao desenvolvimento de projetos estruturais, principalmente voltado à área de pontes.

Ao longo do trabalho foram apresentados os resumos dos dados de solicitações obtidos através dos Softwares de análise estrutural utilizados. A partir das solicitações, foi feita uma breve apresentação das considerações e critérios de dimensionamento utilizados em cada elemento estrutural, e seu resultado final. Cada etapa do trabalho contou com suas particularidades e dificuldades, que exigiram soluções variadas, nas quais se buscou respeitar as normas vigentes.

O uso de elementos computacionais é essencial para dar agilidade aos processos de cálculo de estruturas atualmente, visto a complexidade das mesmas e prazos curtos para a elaboração de projetos. Contudo, é fundamental que o operador desses programas tenha ciência de seu funcionamento e utilização, bem como capacidade e experiência para analisar os dados de saída, que podem conter erros. Sendo assim, notou-se a necessidade de possuir uma sólida formação teórica para atuar na área de estruturas, com conhecimentos que vão além do que é ensinado na graduação, deixando clara a necessidade de estudo e aperfeiçoamento constante do engenheiro.

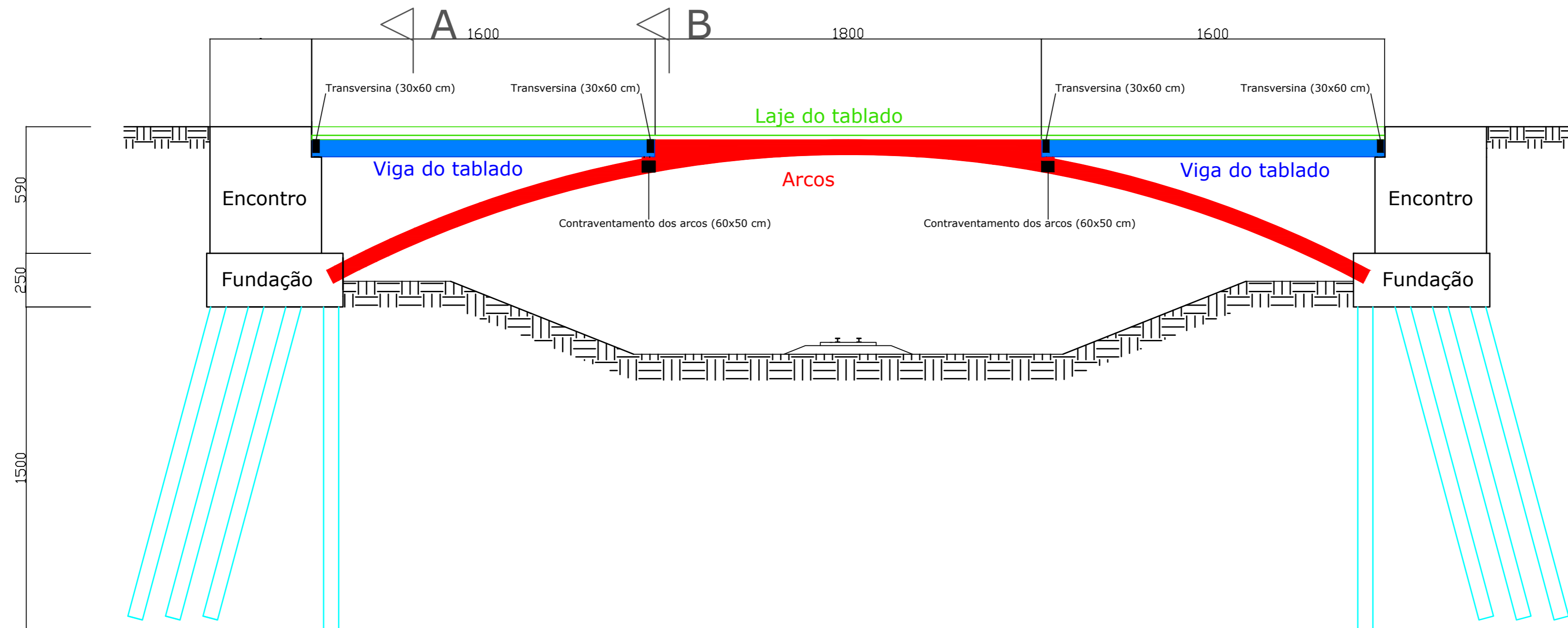
Com base nas análises feitas, nos resultados e detalhamentos da estrutura, foram alcançados os objetivos deste trabalho. Apesar do sistema de viaduto em arco não ter o de melhor custo benefício para a situação, este mostrou viável do ponto de vista de estabilidade, segurança estrutural e de execução.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2001.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7188**: carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- LEONHARDT, F. **Construções de concreto: princípios básicos da construção de pontes de concreto**. Tradução de João Luís Escoteguy Merino. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. v. 6.
- PFEIL, W. **Pontes em concreto armado**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983a.
- \_\_\_\_\_. **Concreto protendido: processos construtivos, perdas de protensão**. 3. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1985.
- MARTHA, L. F. **Análise de estruturas [recurso eletrônico]: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.
- VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- REIS, A.; CAMOTIN, D. **Estabilidade Estrutural**. Alfragide: McGRAW-HILL de Portugal, 2001.
- PROSKE, D.; VAN GELDER, P.H.A.J.M. **Safety of Historical Arch Bridges**. Berlim: Springer, 2009.
- GERSCOVICH, D. M. S. **Empuxos de terra & Muros de gravidade**. Disponível em: <<http://www.eng.uerj.br/~denise/pdf/empuxos.pdf>>. Acesso em 05 abr. 2016.
- Clickrbs. **Duplicação de viaduto da BR-386 em Canoas esbarra na falta de recursos**. Canoas, [2012]. Disponível em: <<http://wp.clickrbs.com.br/estamosemobras/2012/12/04/duplicacao-de-viaduto-da-br-386-em-canoas-esbarra-em-falta-de-recursos/?topo=52,1,1,,171,e171>>. Acesso em: 15 abr. 2016.
- WIKIPEDIA A enciclopédia livre. **Pont du Gard na França**. Nimes, [2004]. Disponível em: <[https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/2/23/Pont\\_du\\_gard.jpg](https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/2/23/Pont_du_gard.jpg)>. Acesso em: 23 abr. 2016.
- GOOGLE MAPS. **Km 441 da BR-386, Canoas, Rio Grande do Sul**. [S. l.], [2016]. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@-29.8846941,-51.225788,690m/data=!3m1!1e3>>. Acesso em: 25 abr. 2016.

## **APÊNDICE A – Detalhamento da estrutura**

# VISTA FRONTAL - ESCALA 1/150



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

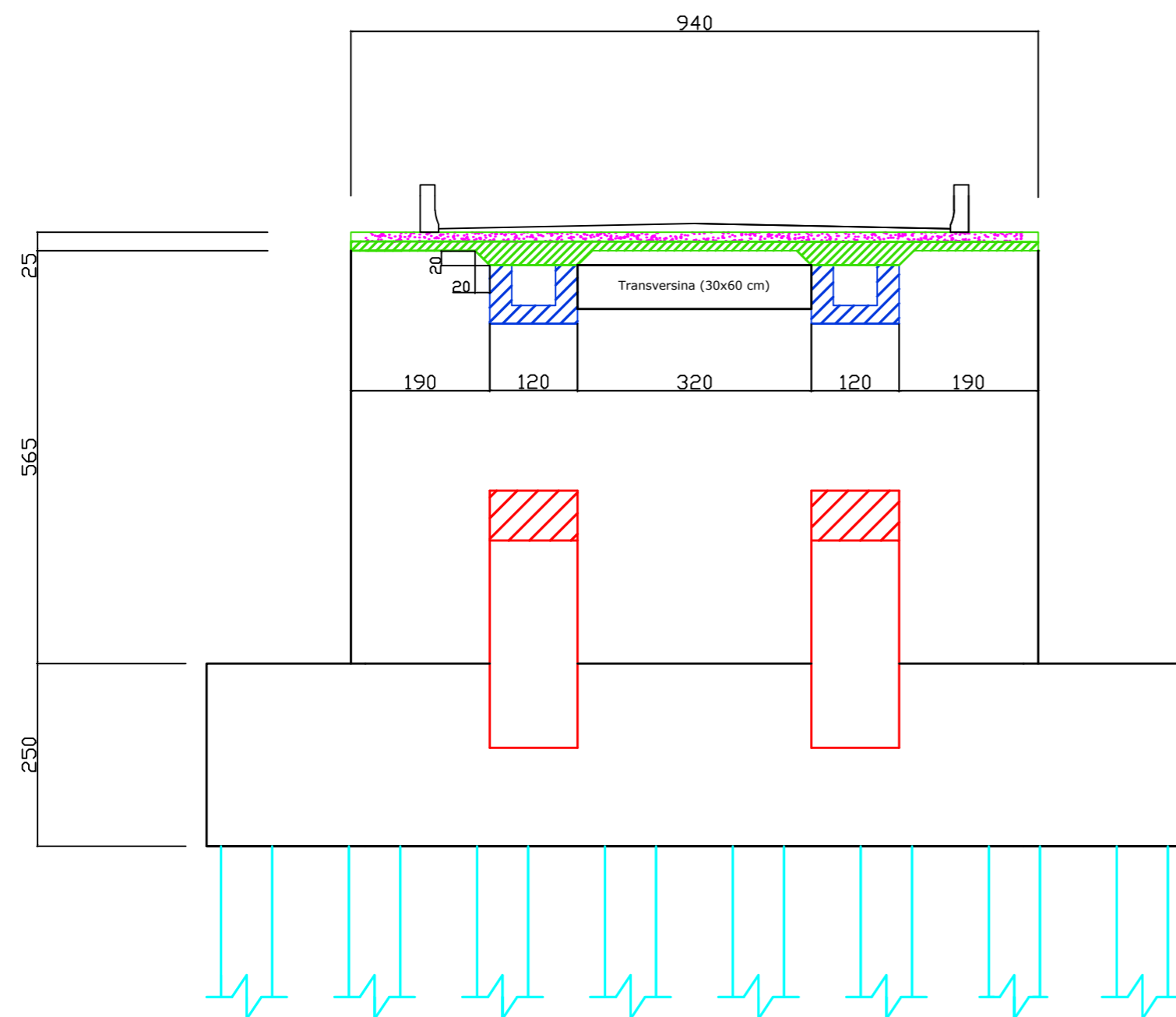
Viaduto em arco com tabuleiro superior

VISTA FRONTAL

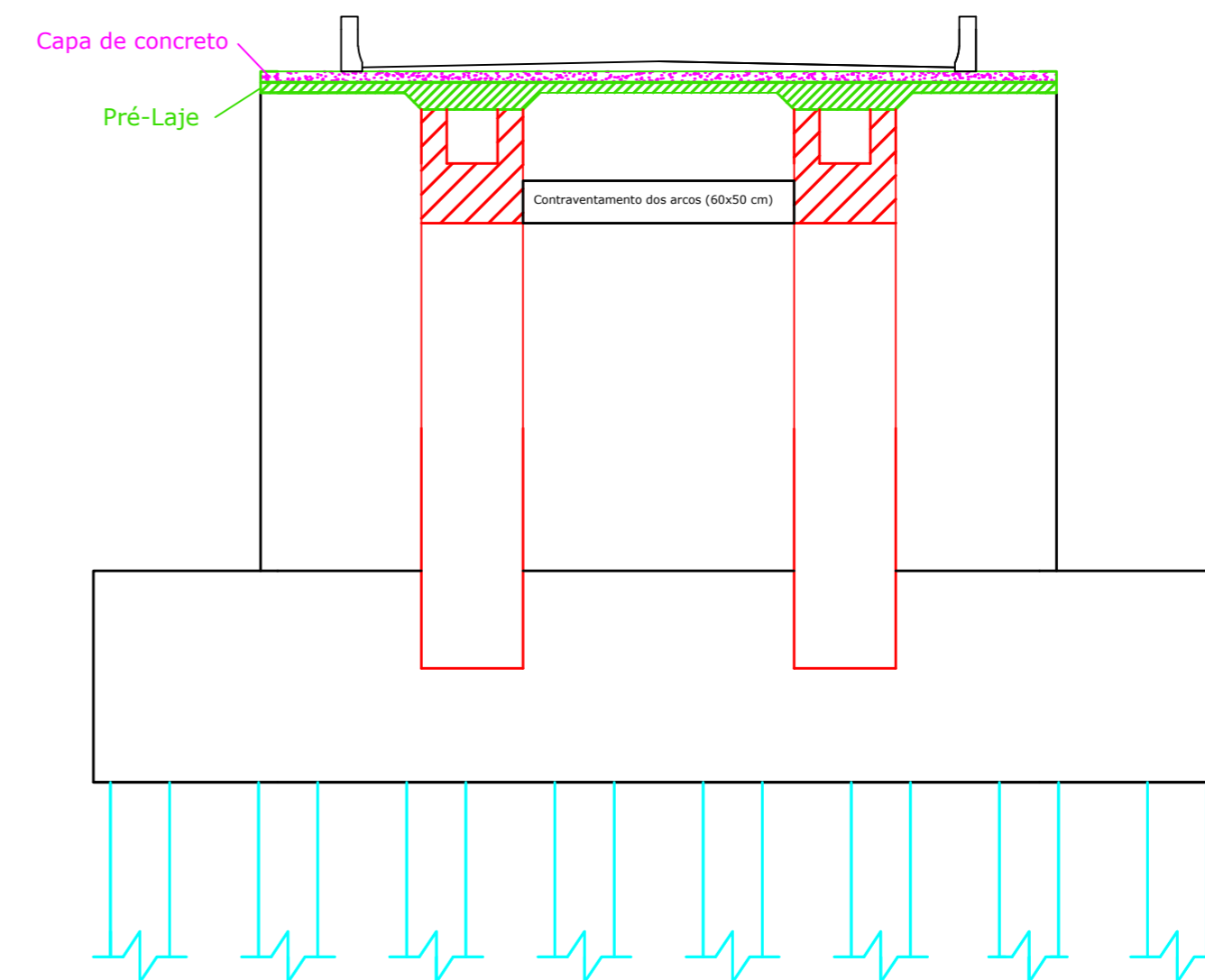
01

# CORTES A e B - ESCALA 1/75

## Corte A



## Corte B



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

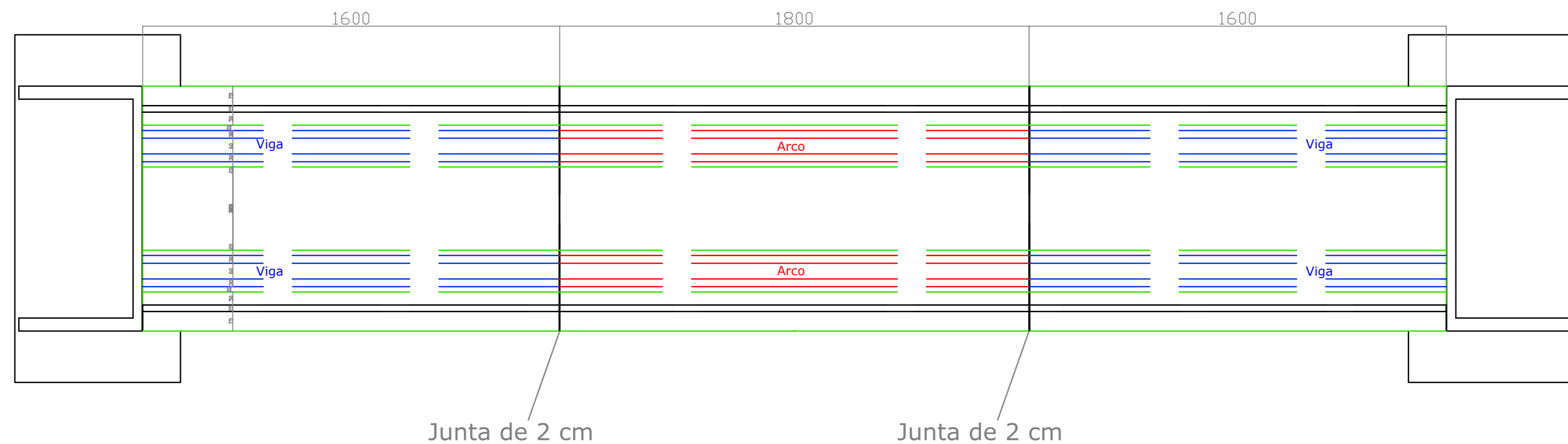
Felipe Mallmann - 209546

Viaduto em arco com tabuleiro superior

CORTES A e B

02

# VISTA SUPERIOR - ESCALA 1/125



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

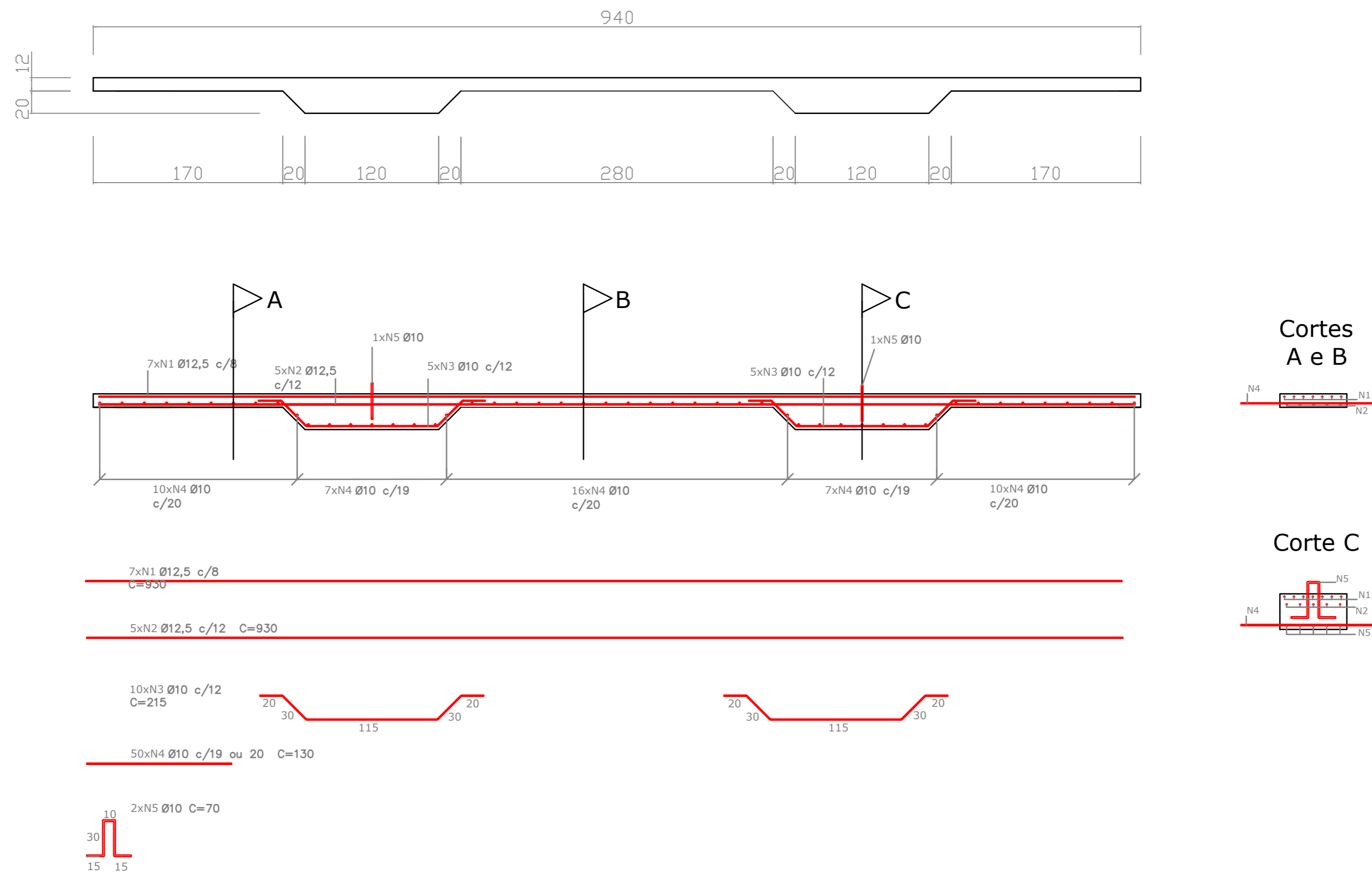
Felipe Mallmann - 209546

Viaduto em arco com tabuleiro superior

VISTA SUPERIOR E CORTE A

03

# DETALHAMENTOS DAS PRÉ-LAJES E CORTES A, B e C - ESCALA 1/30



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Viaduto em arco com tabuleiro superior

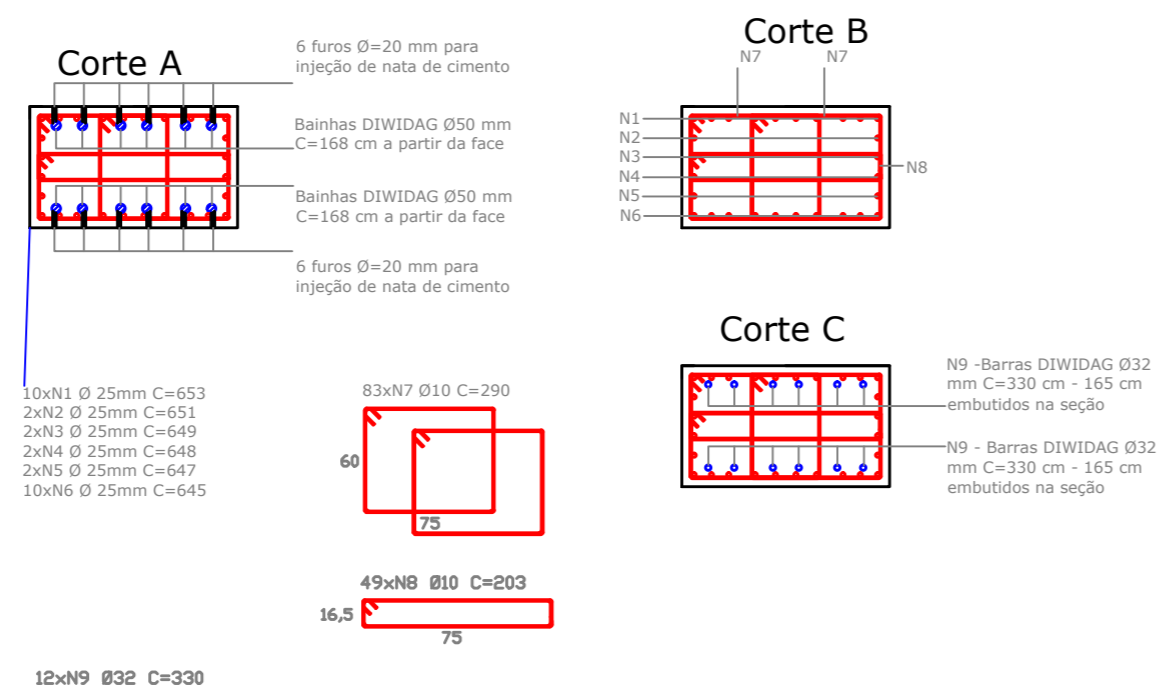
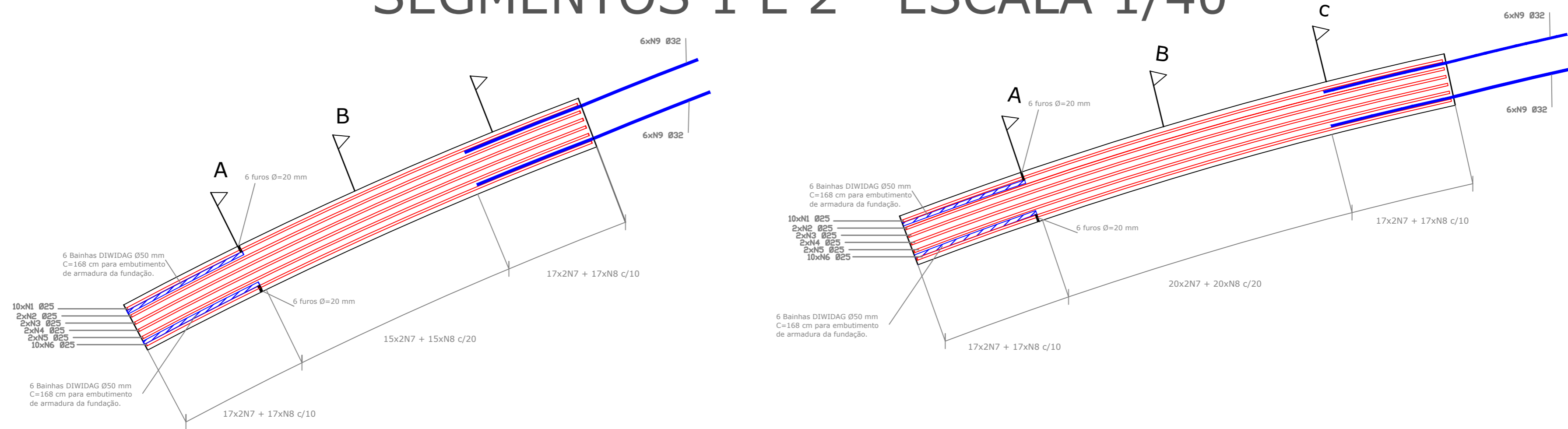
Felipe Mallmann - 209546

Detalhamento das pré-lajes

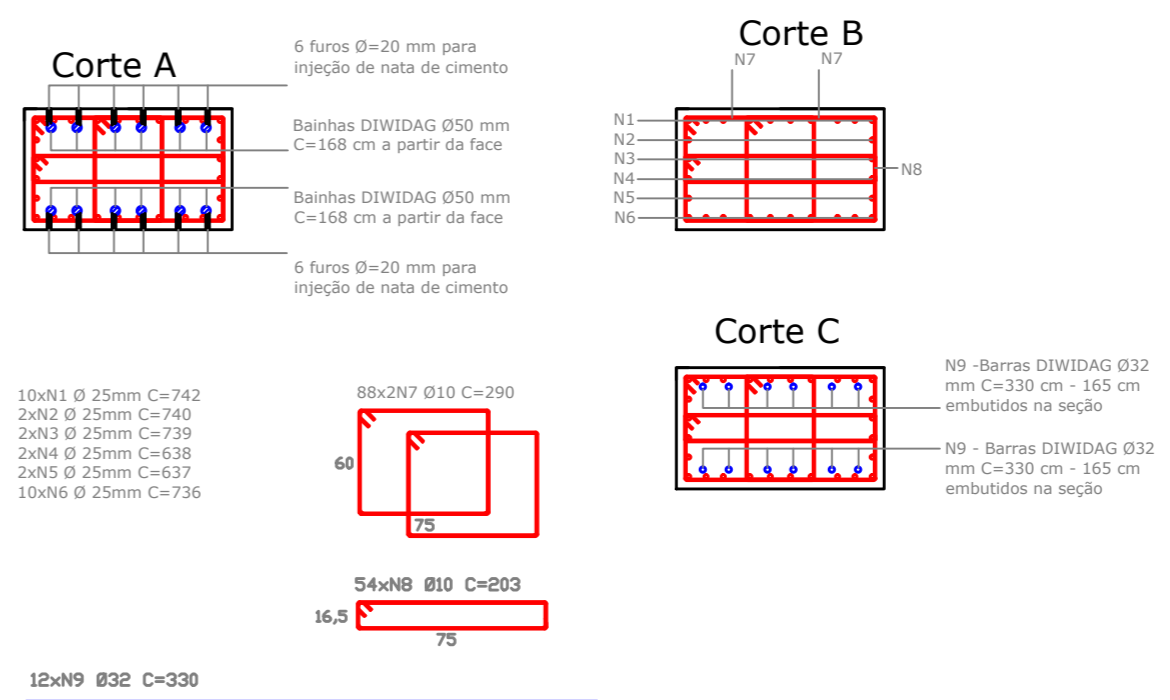
04



# DETALHAMENTO DA METADE DO ARCO - SEGMENTOS 1 E 2 - ESCALA 1/40



Nota: Barras DIWIDAG de 32mm, usadas nos emendas dos arcos. Metade da barra (165cm) deve ficar embutida na peça e a outra, para fora. A parte que ficar para fora adentrará o outro pedaço do arco pela bainha DIWIDAG, sendo o espaço vazio preenchido por nata de cimento para a união dos segmentos.



Nota: Barras DIWIDAG de 32mm, usadas nos emendas dos arcos. Metade da barra (165cm) deve ficar embutida na peça e a outra, para fora. A parte que ficar para fora adentrará o outro pedaço do arco pela bainha DIWIDAG, sendo o espaço vazio preenchido por nata de cimento para a união das armaduras das seções.

Nota: Aplicar resina epóxi nas faces dos segmentos de arco antes de durante sua junção.

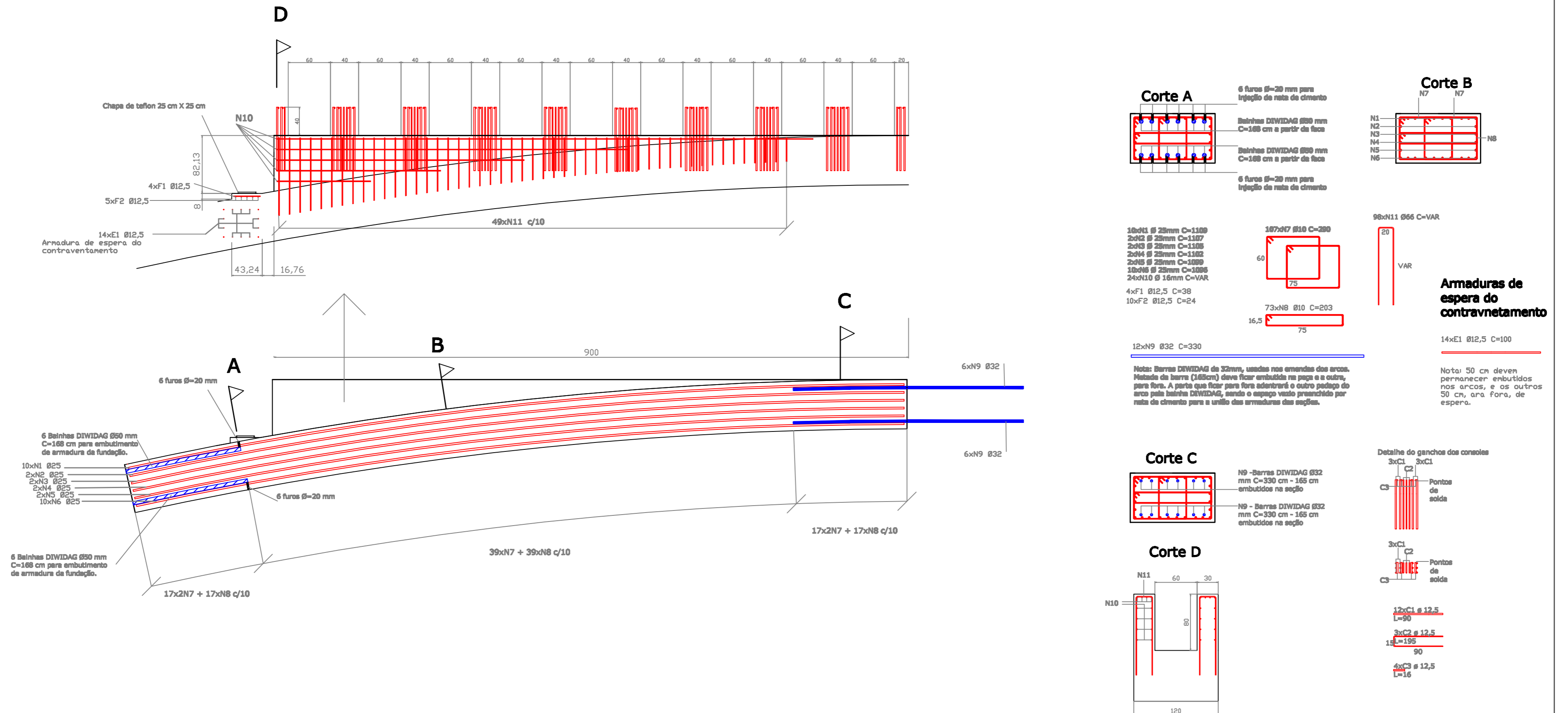
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

Viaduto em arco com tabuleiro superior

DETALHAMENTO DOS ARCOS-1/2 05

# DETALHAMENTO DA METADE DO ARCO - SEGMENTO 3 - ECALA 1/40



Nota: Aplicar resina epóxi nas faces dos segmentos de arco antes de durante sua junção.

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Viaduto em arco com tabuleiro superior

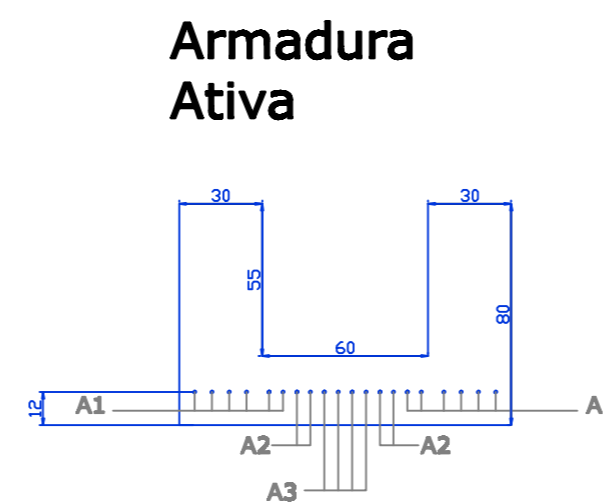
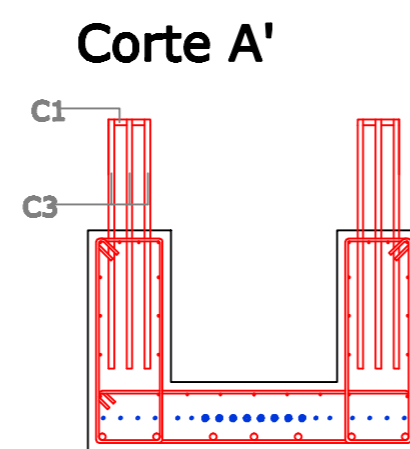
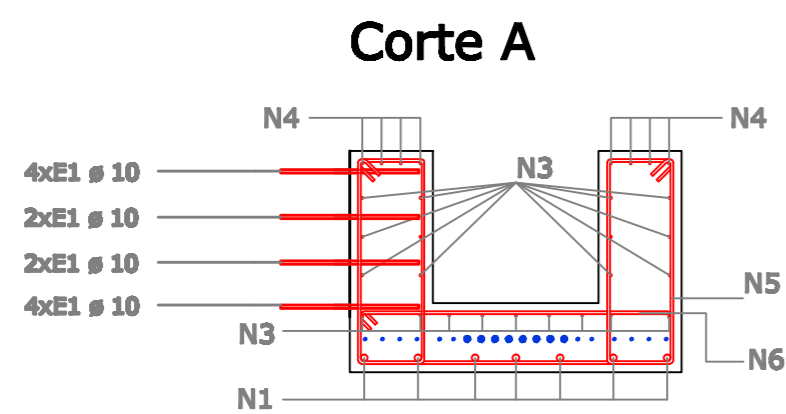
Felipe Mallmann - 209546

DETALHAMENTO DOS ARCOS-2/2 06

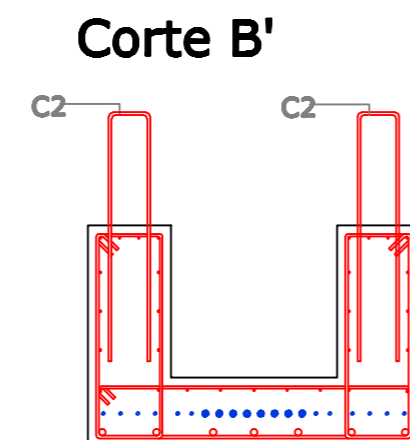
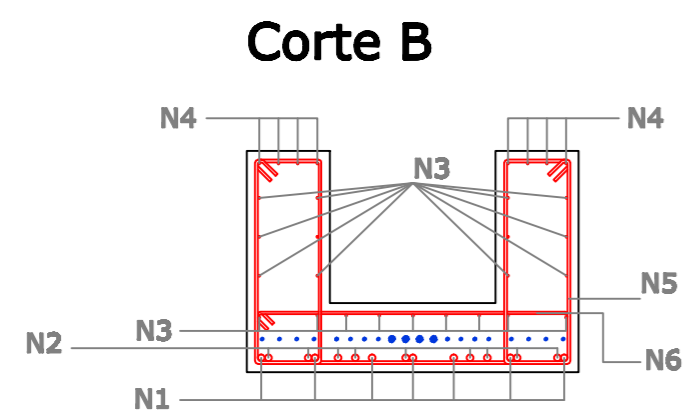
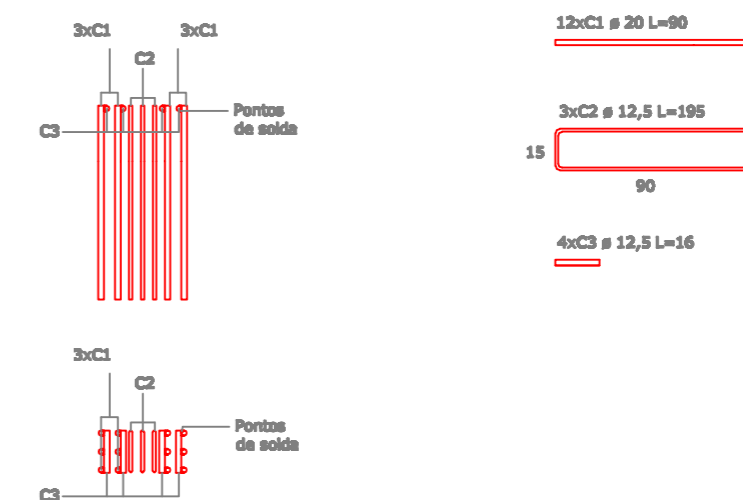


# DETALHAMENTO DAS VIGAS

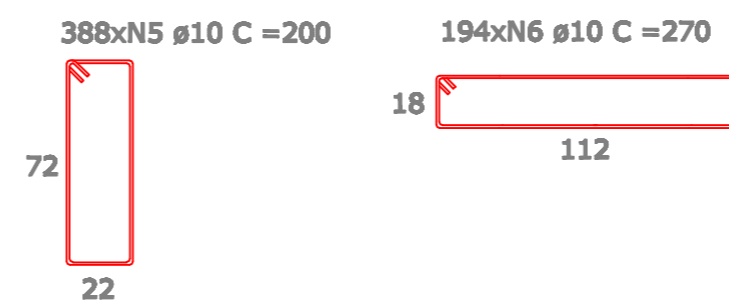
## CORTES E DETALHES - ESCALA 1/25



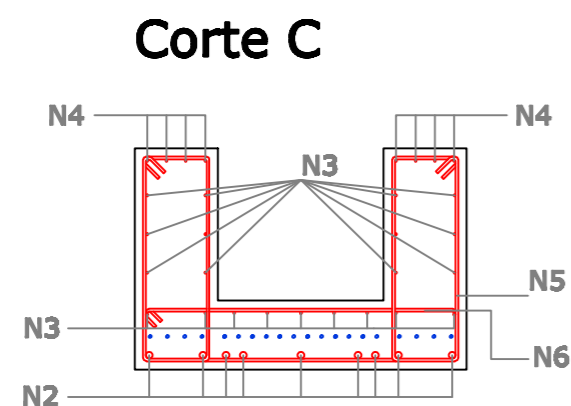
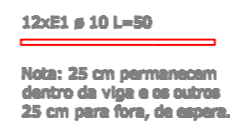
**Detalhe do ganchos dos consoles**



**Estribos**



**Armadura de espera**



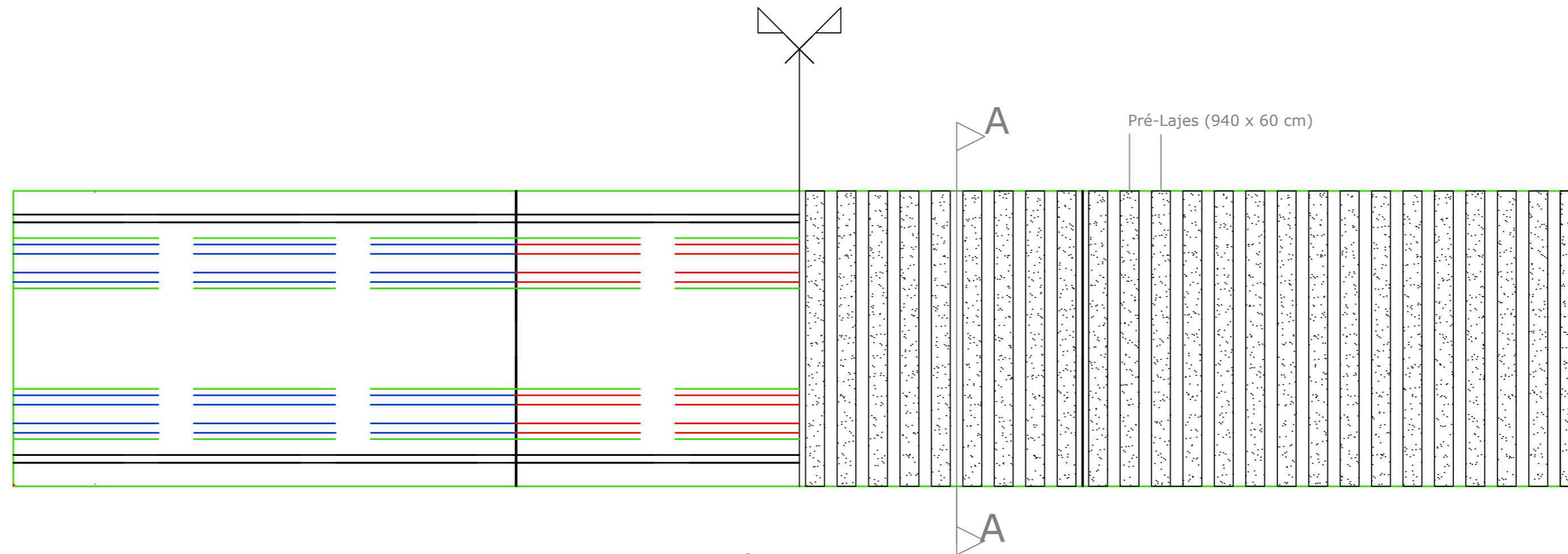
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

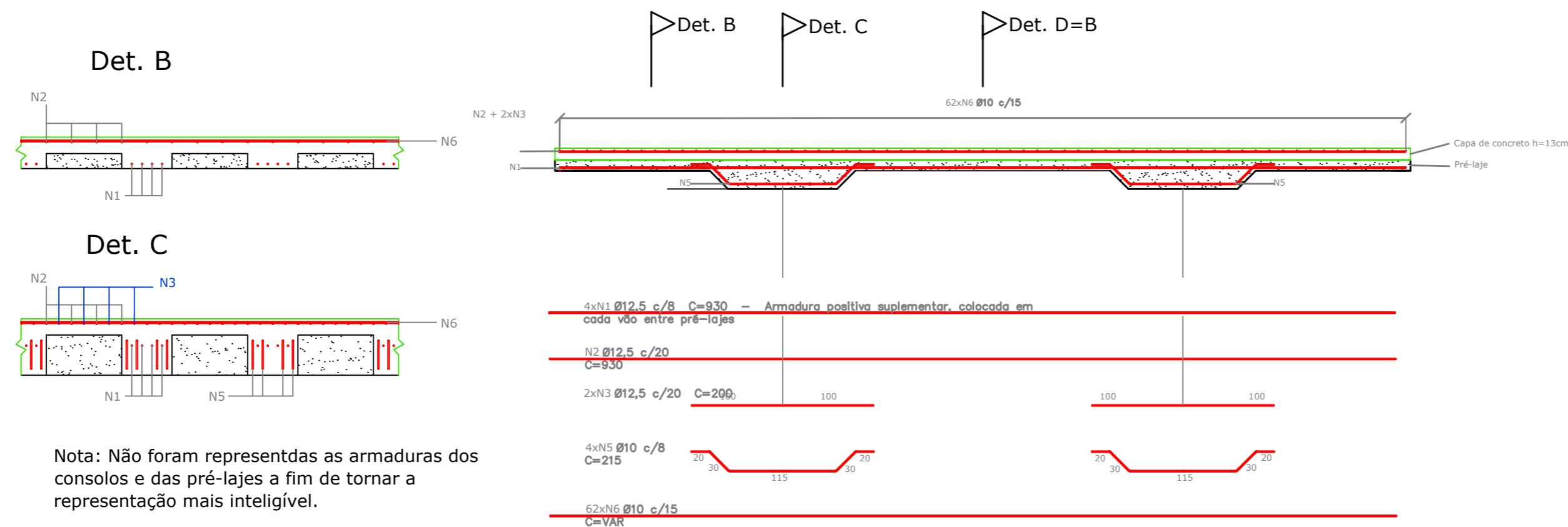
Viaduto em arco com tabuleiro superior

DETALHAMENTO DAS VIGAS - 2/2 08

# DETALHAMENTO DAS LAJES - ESCALA 1/125



Corte AA - ESCALA 1/50



Nota: Não foram representadas as armaduras dos consolos e das pré-lajes a fim de tornar a representação mais inteligível.

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

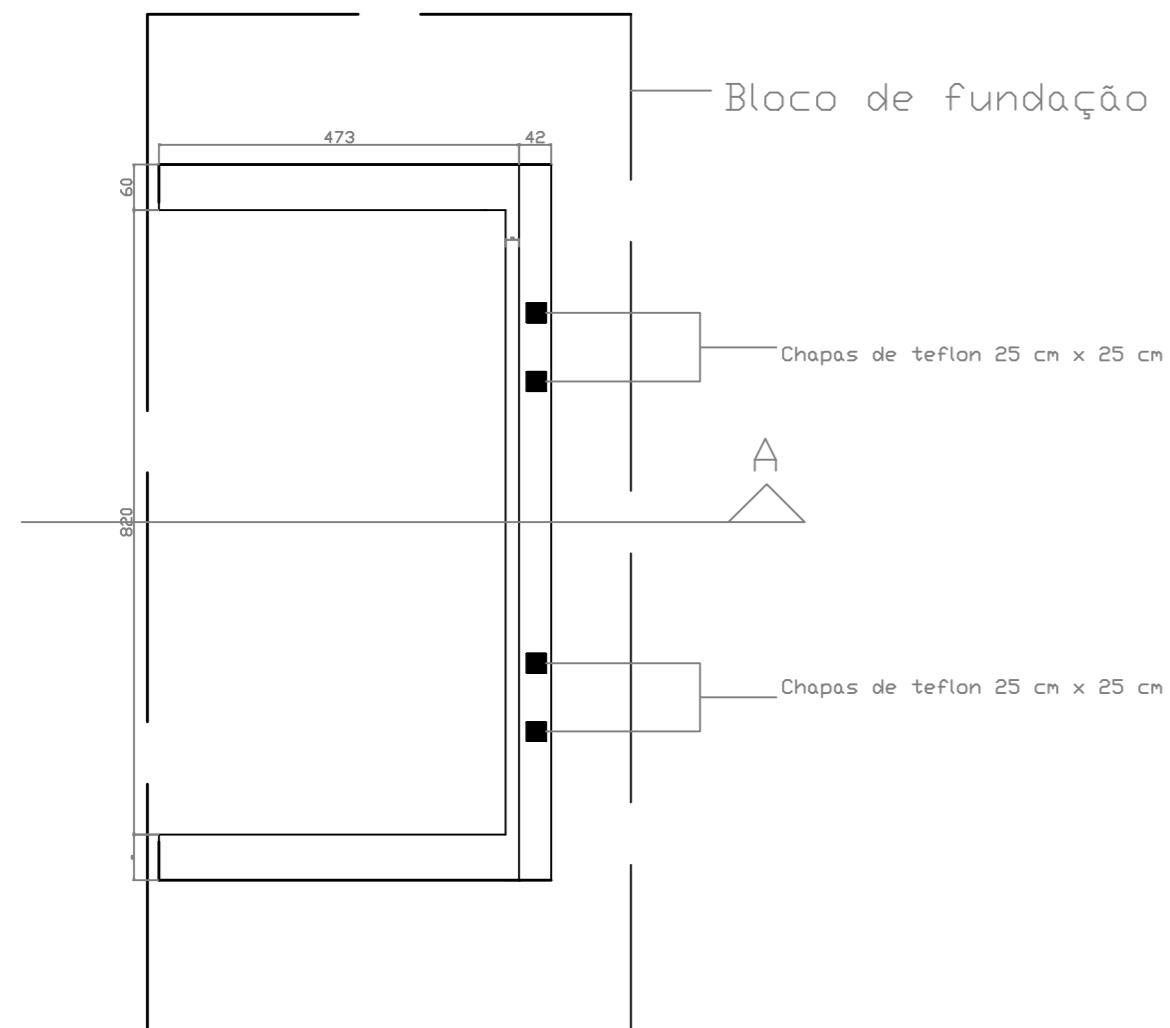
Viaduto em arco com tabuleiro superior

DETALHAMENTO DAS LAJES

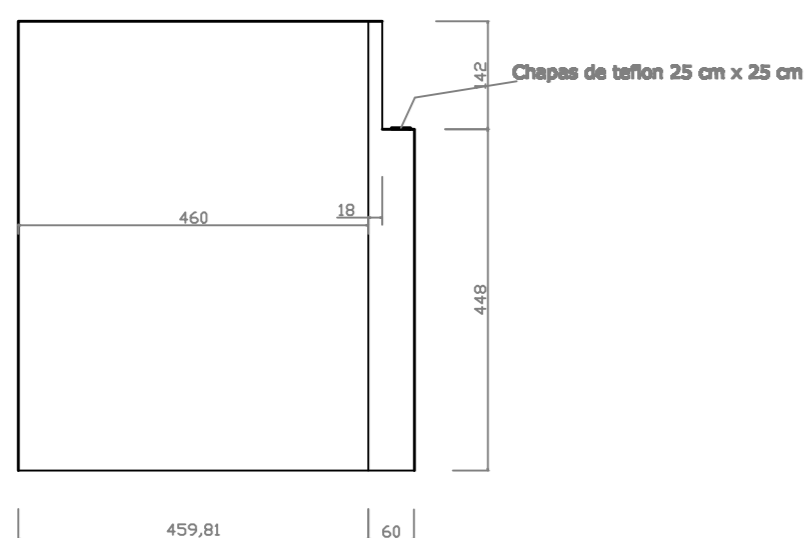
09

# DETALHES DOS ENCONTROS - ESCALA 1/100

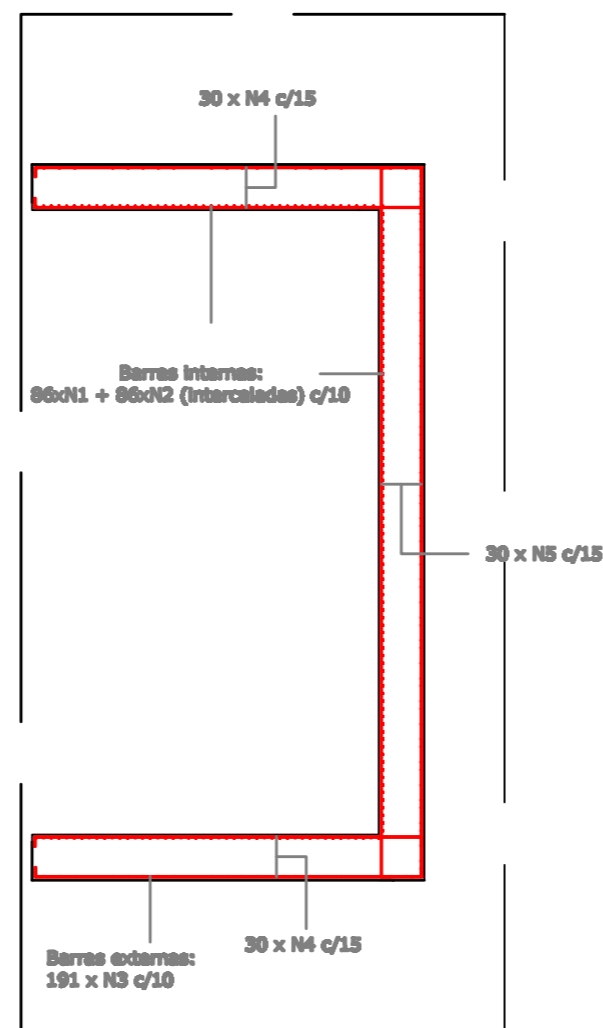
Encontros



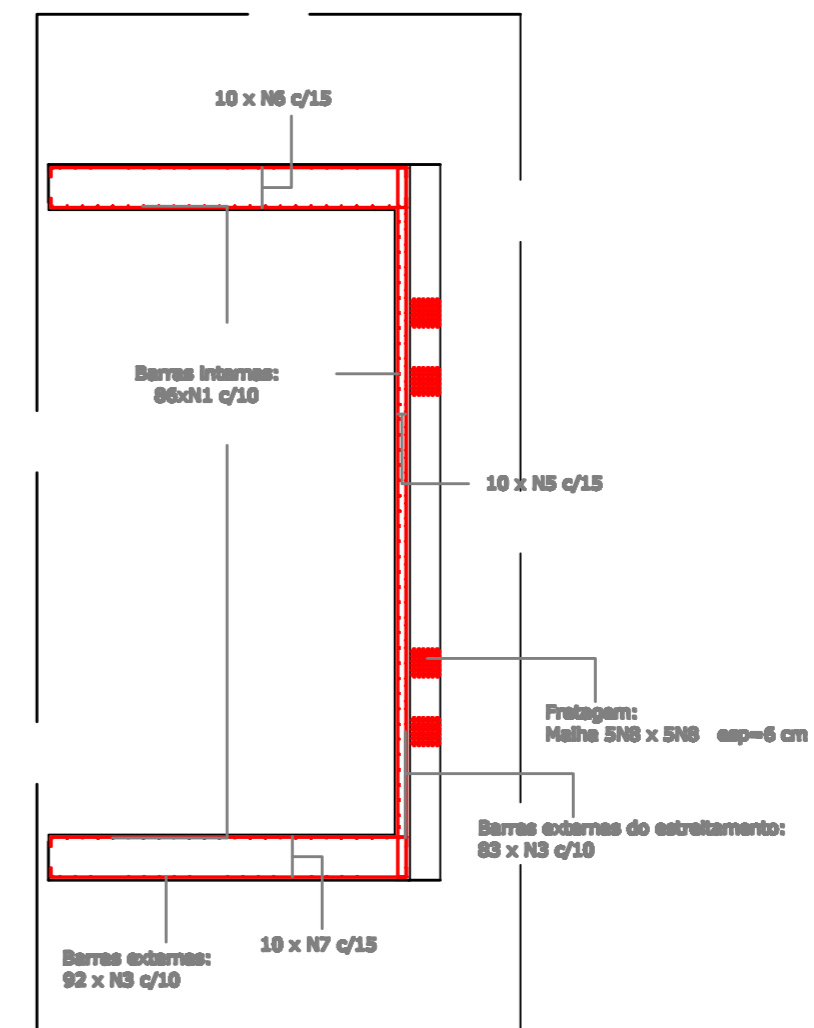
Corte A



Encontros (corte na base)



Encontros (corte em h=448cm)



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Viaduto em arco com tabuleiro superior

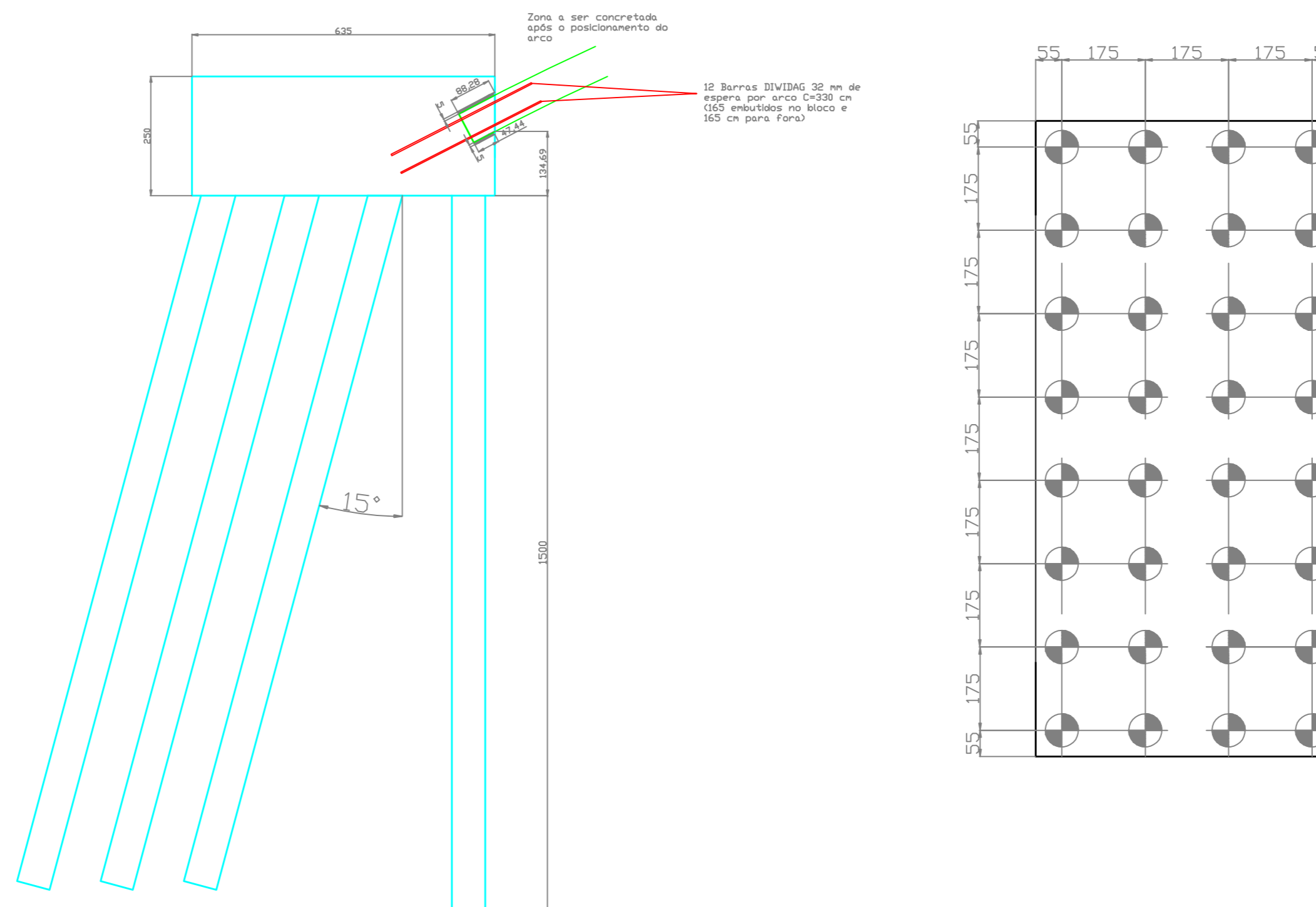
Felipe Mallmann - 209546

DETALHES ENCONTROS

10

# DETALHES DAS FUNDAÇÕES - ESCALA 1/100

## Fundações - Vistas frontal e superior



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

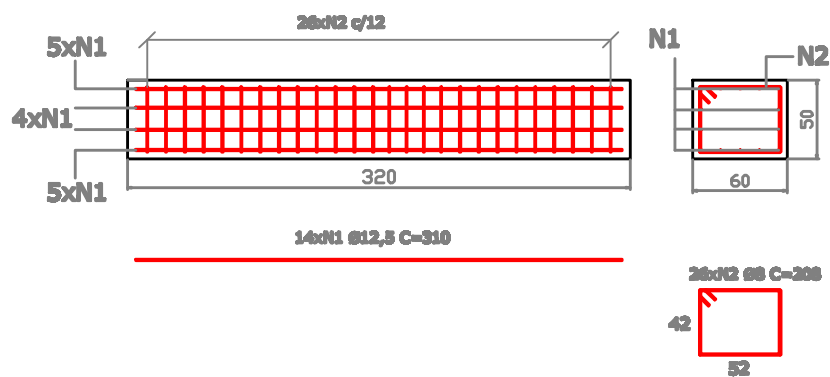
Viaduto em arco com tabuleiro superior

DETALHES FUNDAÇÕES

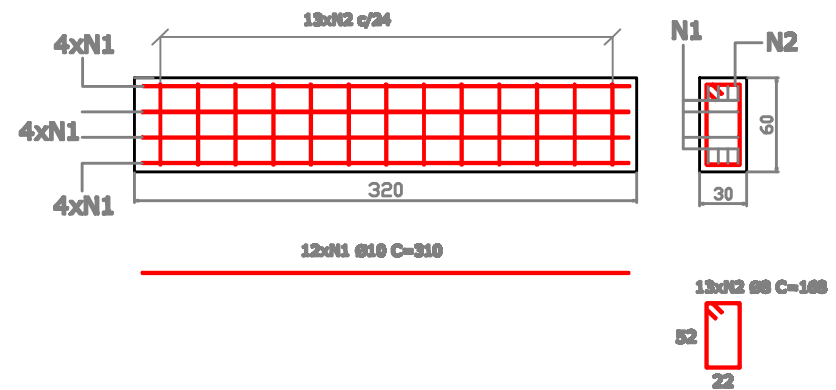
11

# DETALHES DOS CONTRAVENTAMENTOS DOS ARCOS E TRANSVERSINAS - ESCALA 1/40

## Contraventamentos dos arcos



## Transversinas



TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Felipe Mallmann - 209546

Viaduto em arco com tabuleiro superior

DETALHES COTRAVENTAMENTOS

12