

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

**Luísa Rossini Machado**

**PONTILHÕES DE MADEIRA: SUBSTITUIÇÃO POR PONTES  
EM ESTRUTURAS MISTAS**

Porto Alegre  
junho 2016

**LUISA ROSSINI MACHADO**

**PONTILHÕES DE MADEIRA: SUBSTITUIÇÃO POR PONTES  
EM ESTRUTURAS MISTAS**

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: Inácio Benvegnu Morsch**

Porto Alegre  
junho 2016

**LUISA ROSSINI MACHADO**

**PONTILHÕES DE MADEIRA: SUBSTITUIÇÃO POR PONTES  
EM ESTRUTURAS MISTAS**

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 da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2016

Prof. Inácio Benvegnu Morsch  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Orientador

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Inácio Benvegnu Morsch (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Felipe Schaedler de Almeida (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a meus pais, Carlos e Guiomar, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Prof. Inácio Benvegnu Morsch, meu orientador, por todos os conhecimentos transmitidos e auxílio durante toda a graduação.

Agradeço ao Julián e à Rebeca por toda a ajuda e tempo disponibilizado durante o trabalho.

Agradeço aos meus colegas de curso, especialmente à Flávia, pelo companheirismo durante a graduação e por tornar este período ainda mais especial.

Em especial, agradeço aos meus pais, Carlos e Guiomar, à minha irmã Renata, sempre disposta a me ajudar, e ao meu namorado Arthur, por todo incentivo, apoio e amor. Tudo o que faço é por vocês e eu amo muito vocês.

O mais importante na vida não é a situação em que  
estamos, mas a direção para a qual nos movemos.

*Oliver Wendell Holmes*

## RESUMO

Pontilhões de madeira são estruturas comuns em todo o Brasil. Geralmente, são empregados em estradas secundárias, dentro de propriedades rurais e até mesmo em regiões urbanas de cidades menores. Essas estruturas vêm causando acidentes devidos a fatores como durabilidade do material, falta de manutenção e ausência de um projeto adequado. Neste trabalho, busca-se um projeto padrão em vigas mistas para a substituição dos pontilhões de madeira. O emprego de estruturas mistas vem crescendo muito no país por possuir vantagens como o melhor aproveitamento da resistência do concreto à compressão e do aço à tração, rapidez de construção e economia de materiais. Assim, este trabalho consistiu em projetar soluções estruturais para pontes de até 10 m, buscando uma sistematização da solução. O processo de dimensionamento está baseado num pré-dimensionamento (análise simplificada) para definir a geometria inicial e numa análise estrutural mais detalhada empregando o método dos elementos finitos. Com esses dados, foram feitos os dimensionamentos para os estados limites último e de serviço. As soluções obtidas foram agrupadas de modo a se ter um conjunto de soluções padrão para as diferentes demandas de vãos a vencer.

Palavras-chave: Pontes em Estrutura Mista, Vigas Mistas, Elementos Finitos.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Pontilhão de madeira.....	16
Figura 2 – Vista lateral de um pontilhão.....	17
Figura 3 – Foto da destruição parcial do pontilhão do bairro Vila Nova – Blumenau.....	18
Figura 4 – Foto da falha de um pontilhão de uma estrada secundária.....	18
Figura 5 – Superestrutura de ponte mista de aço e concreto.....	19
Figura 6 – Ponte em estrutura mista.....	19
Figura 7 – Etapas da pesquisa.....	23
Figura 8 – Elementos constituintes de uma ponte.....	25
Figura 9 – Ponte de madeira sobre o Rio Pau d’Arco.....	26
Figura 10 – Elevado da Perimetral.....	27
Figura 11 – Seção de uma viga mista de aço e concreto.....	29
Figura 12 – Viga de aço e laje de concreto não ligadas por conectores.....	30
Figura 13 – Viga mista sob interação completa.....	30
Figura 14 – Viga mista sob interação parcial.....	31
Figura 15 – Distribuição das tensões longitudinais considerando o efeito <i>shear lag</i> .....	34
Figura 16 – Distribuição de tensões na viga mista.....	35
Figura 17 – Seção homogeneizada para cálculos no regime elástico.....	36
Figura 18 – Momentos fletores.....	42
Figura 19 – Caminhão com <i>munck</i> .....	45
Figura 20 – Sistema misto.....	46
Figura 21 – Conectores <i>stud bolt</i> .....	47
Figura 22 – Carga móvel TB-450.....	49
Figura 23 – Isopletas da velocidade básica para o Brasil.....	52
Figura 24 – Determinação dos valores de “B” e “D”.....	53
Figura 25 – Gráfico para determinação do coeficiente de arrasto.....	53
Figura 26 – Modelo simplificado para pré-dimensionamento.....	59
Figura 27 – Modelo para cálculo da flecha.....	60
Figura 28 – Largura efetiva.....	60
Figura 29 – Dimensões da seção transversal.....	64
Figura 30 – Modelo Centaurus comparado com a situação real.....	65
Figura 31 – <i>Shell181</i> .....	69
Figura 32 – <i>Beam188</i> .....	70
Figura 33 – Modelo do pontilhão.....	72
Figura 34 – Condições de apoio, carregamento e geometria.....	79
Figura 35 – Malha de elementos finitos.....	81
Figura 36 – Camadas da laje de concreto.....	81
Figura 37 – Deslocamentos ao longo do tempo.....	82



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de cargas permanentes.....	56
Tabela 2 – Coeficiente de ponderação das cargas variáveis.....	56
Tabela 3 – Coeficiente de redução das ações variáveis.....	56
Tabela 4 – Limites para deslocamentos.....	58
Tabela 5 – Valores de $b_1$ e $b_2$ .....	61
Tabela 6 – Valores característicos das cargas.....	61
Tabela 7 – Resultados para valores característicos.....	62
Tabela 8 – Verificações da fase de montagem.....	63
Tabela 9 – Resultado do pré-dimensionamento.....	64
Tabela 10 – Análise Centaurus.....	66
Tabela 11 – Flechas máximas obtidas (cm).....	67
Tabela 12 – Cargas devidas a temperatura, retração, vento e frenagem e aceleração.....	68
Tabela 13 – Solicitações máximas nas vigas.....	72
Tabela 14 – Dimensionamento da seção mista.....	73
Tabela 15 – Armadura das lajes.....	74
Tabela 16 – Número de conectores por perfil.....	77
Tabela 17 – Propriedades dos materiais da viga mista.....	80
Tabela 18 – Propriedades para análise diferida no tempo.....	82
Tabela 19 – Deslocamentos obtidos por cálculo simplificado e por elementos finitos....	82

## LISTA DE SÍMBOLOS

$h$  – altura da alma da viga (m)

$t_w$  – espessura da alma da viga (m)

$E$  – módulo de elasticidade do aço ( $\text{kN/m}^2$ )

$f_y$  – resistência ao escoamento do aço ( $\text{kN/m}^2$ )

$f_{ck}$  – resistência característica do concreto à compressão ( $\text{kN/m}^2$ )

$\gamma_c$  – coeficiente de ponderação de resistências do concreto

$\gamma_{a1}$  – coeficiente de ponderação do aço relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade

$a$  – espessura da região comprimida da laje (m)

$T_{ad}$  – força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (kN)

$f_{cd}$  – resistência de cálculo do concreto à compressão ( $\text{kN/m}^2$ )

$b$  – largura efetiva da laje de concreto (m)

$t_c$  – altura da laje de concreto (m)

$C_{cd}$  – resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto (kN)

$A_a$  – área do perfil de aço ( $\text{m}^2$ )

$f_{yd}$  – resistência de cálculo ao escoamento do aço ( $\text{kN/m}^2$ )

$M_{Rd}$  – momento resistente de cálculo ( $\text{kN.m}$ )

$\beta_{vm}$  – coeficiente devido à capacidade de rotação necessária para a ligação

$d_1$  – distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil (m)

$\alpha_E$  – razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto

$E_c$  – módulo de elasticidade do concreto ( $\text{kN/m}^2$ )

$I_{ef}$  – o momento de inércia efetivo ( $\text{m}^4$ )

$I_a$  – momento de inércia da seção do perfil de aço isolado ( $\text{m}^4$ )

$\sum Q_{Rd}$  – somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento (kN)

$F_{hd}$  – força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje de concreto (kN)

$I_{tr}$  – momento de inércia da seção mista homogeneizada ( $\text{m}^4$ )

$\alpha_{\infty}$  – razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto a longo prazo

$\alpha_0$  – a razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto no tempo inicial

$\varphi$  – coeficiente de fluência

$\lambda$  – esbeltez

$\lambda_p$  – esbeltez máxima para a avaliação no regime plástico

$k_v$  – coeficiente igual a 5 para almas sem enrijecedores transversais

$\lambda_r$  – esbeltez máxima para a avaliação no regime inelástico

$V_{Rd}$  – força cortante resistente de cálculo (kN)

$V_{pl}$  – força cortante para plastificação na alma (kN)

$A_w$  – área da alma do perfil de aço (m<sup>2</sup>)

$I_y$  – momento de inércia em relação ao eixo y (m<sup>4</sup>)

$J$  – constante de torção (m<sup>4</sup>)

$r_y$  – raio de giração em relação ao eixo y (m)

$C_w$  – constante de empenamento (m<sup>6</sup>)

$\sigma_r$  – tensão residual (kN/m<sup>2</sup>)

$W$  – módulo de resistência elástico (m<sup>3</sup>)

$M_{pl}$  – momento de plastificação (kN.m)

$Z$  – módulo de resistência plástico (m<sup>3</sup>)

$C_b$  – fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

$M_r$  – momento fletor correspondente ao início do escoamento (kN.m)

$M_{cr}$  – momento fletor de flambagem elástica (kN.m)

$M_{max}$  – o momento fletor máximo solicitante de cálculo no comprimento destravado (kN.m)

$M_A$  – momentos na viga a um quarto do comprimento destravado (kN.m)

$M_B$  – momentos na viga no meio do comprimento destravado (kN.m)

$M_C$  – momentos na viga a três quartos do comprimento destravado (kN.m)

$R_m$  – um parâmetro de monossimetria

CNF – coeficiente do número de faixas

$n$  – número de faixas de tráfego rodoviário

$H_f$  – força horizontal devida à frenagem e aceleração (kN)

$B$  – largura efetiva da carga distribuída (m)

$L$  – comprimento concomitante da carga distribuída (m)

$V_k$  – velocidade característica do vento (m/s)

$V_0$  – velocidade básica do vento (m/s)

$S_1$  – fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno

$S_2$  – é o fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação

$S_3$  – fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação

$q$  – pressão dinâmica (N/m<sup>2</sup>)

$F_t$  – força resultante de uma variação térmica (kN)

$\alpha$  – coeficiente de dilatação térmica do concreto (°C<sup>-1</sup>)

$\Delta t$  – variação de temperatura (°C)

$A_c$  – área de influência da mesa de concreto sobre a viga (m<sup>2</sup>)

$F_{d,u}$  – valor de cálculo para combinações últimas (para momentos kN.m, para forças kN)

$\gamma_{gi}$  – coeficiente de ponderação das forças permanentes

$F_{Gi,k}$  – valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN)

$\gamma_q$  – coeficiente de ponderação das forças variáveis

$F_{Q1,k}$  – valor característico da ação variável considerada principal (para momentos kN.m, para forças kN)

$\psi_{0j}$  – fator de redução para as demais ações variáveis

$F_{Qj,k}$  – valor característico das outras ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN)

$F_{d,s}$  – valor de cálculo para cargas em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN)

$\psi_{2j}$  – fator de redução para ações variáveis

$\psi_{1j}$  – fator de redução para carga variável principal

$x$  – posição da linha neutra (m)

$d_{laje}$  – distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais comprimida do concreto (m)

$M_{Sd,laje}$  – momento solicitante de cálculo na laje (kN.m)

$\alpha_c$  – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

$b_{laje}$  – largura seção transversal da laje (m)

$A_S$  – área de aço das armaduras (m<sup>2</sup>)

$V_{Sd}$  – força cortante solicitante de cálculo (kN)

$b_1$  – largura efetiva da laje do lado em que se avalia a resistência ao cisalhamento (m)

$b_2$  – largura efetiva da laje do lado oposto ao que se avalia o cisalhamento (m)

$A_{blc}$  – área da seção transversal da região comprimida da laje entre o plano de fissuração e o centro da viga (m<sup>2</sup>)

$L_m$  – distância entre as seções de momento máximo positivo e o momento nulo (m)

$A_{cv}$  – área de cisalhamento do concreto no plano considerado (m<sup>2</sup>/m)

$M_{fis}$  – momento de fissuração (kN.m)

$f_{ctm}$  – resistência média à tração do concreto (kN/m<sup>2</sup>)

$Q_{Rd}$  – força resistente de cálculo de cada conector (kN)

$A_{cs}$  – área da seção transversal do conector (m<sup>2</sup>)

$\gamma_{cs}$  – coeficiente de ponderação da resistência do conector

$R_g$  – coeficiente que considera o efeito da atuação de grupos de conectores

$R_p$  – coeficiente que considera a posição do conector

$f_{ucs}$  – resistência à ruptura do aço do conector (kN/m<sup>2</sup>)

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	16
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	21
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	21
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	21
<b>2.2.1 Objetivo principal</b> .....	21
2.3 PRESSUPOSTO .....	21
2.4 PREMISA .....	21
2.5 DELIMITAÇÕES .....	22
2.6 LIMITAÇÕES.....	22
2.7 DELINEAMENTO.....	22
<b>3 PONTES</b> .....	25
3.1 ELEMENTOS DE UMA PONTE .....	25
3.2 PONTES DE MADEIRA.....	26
3.3 PONTES MISTAS .....	27
<b>3.3.1 Dimensionamento de vigas mistas</b> .....	31
3.3.1.1 Determinação da largura efetiva.....	33
3.3.1.2 Resistência à flexão de vigas compactas com interação total.....	34
3.3.1.3 Resistência ao cisalhamento.....	37
<b>3.3.2 Verificações da fase de montagem</b> .....	39
3.3.2.1 Verificação à flambagem lateral.....	39
3.3.3.2 Verificação à flambagem local da mesa e da alma.....	42
<b>4 CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO</b> .....	44
4.1 VIGAS.....	44
4.2 TABULEIRO.....	45
4.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO.....	47
<b>5 CARREGAMENTOS</b> .....	48
5.1 CARREGAMENTOS DEVIDOS ÀS AÇÕES PERMANENTES .....	48
5.2 CARREGAMENTOS DEVIDOS ÀS AÇÕES VARIÁVEIS .....	48
<b>5.2.1 Cargas móveis</b> .....	49
5.2.1.1 Coeficientes de ponderação de cargas verticais .....	50
5.2.1.2 Efeitos de frenagem e aceleração .....	50
<b>5.2.2 Cargas de vento</b> .....	51
<b>5.2.3Variação de temperatura</b> .....	53

5.3 COMBINAÇÕES DE CARGAS.....	54
<b>5.3.1 Combinações últimas.....</b>	<b>55</b>
<b>5.3.2 Combinações de serviço.....</b>	<b>57</b>
5.3.2.1 Deformações excessivas.....	57
5.3.2.2 Abertura de fissuras.....	58
<b>6 ANÁLISE ESTRUTURAL.....</b>	<b>59</b>
6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	59
6.2 VERIFICAÇÕES DA SITUAÇÃO DE MONTAGEM.....	62
6.3 DIMENSIONAMENTO.....	65
<b>6.3.1 Modelo numérico Centaurus.....</b>	<b>65</b>
<b>6.3.2 Modelo numérico Ansys.....</b>	<b>67</b>
6.3.2.1 Elementos.....	68
6.3.2.1.1 <i>Shell181</i> .....	68
6.3.2.1.1 <i>Beam188</i> .....	69
6.3.2.2 Materiais.....	70
6.3.2.3 Definição do modelo.....	71
<b>6.3.3 Seção mista.....</b>	<b>72</b>
<b>6.3.4 Lajes.....</b>	<b>73</b>
6.3.4.1 Geometria das lajes pré-moldadas.....	75
<b>6.3.5 Conectores de cisalhamento.....</b>	<b>76</b>
6.4 ANÁLISE AO LONGO DO TEMPO.....	78
<b>7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>84</b>
REFERÊNCIAS .....	85
APÊNDICE A .....	89
APÊNDICE B .....	99

## 1 INTRODUÇÃO

Pontes são estruturas utilizadas há milhares de anos para transpor obstáculos e conectar regiões, tendo importância econômica, social e cultural, pois permitem a circulação de produtos e pessoas. Por ser um meio de conexão essencial, além de garantir a segurança, deve ser uma estrutura duradoura. Considerando a realidade brasileira, nem sempre uma ponte vai corresponder a uma estrutura padrão em concreto, como as que podem ser encontradas nas estradas federais. Muitas vezes, a estrutura da ponte é de concepção relativamente mais simples. Um dos tipos de pontes bastante utilizado no estado do Rio Grande do Sul, principalmente em estradas vicinais, em bairros de cidades do interior e em propriedades rurais, é o pontilhão de madeira.

Pontilhões são pontes de vão e largura relativamente pequenos, com apenas uma faixa de tráfego, comumente apoiadas sobre cabeceiras de pedra. Marchetti (2007) classifica como pontilhão, pontes que possuem vãos de 2 a 10 m. Em relação ao material utilizado, a madeira apresenta algumas desvantagens, principalmente no que se refere à durabilidade, devido à facilidade de infestação de pragas e à falta de manutenção das pontes. Quanto aos procedimentos de projeto dessas estruturas, quando existem, não necessariamente consideram cargas reais e nem o processo técnico correto, resultando em obras inseguras ou superdimensionadas. Um pontilhão típico é ilustrado na figura 1.

Figura 1 – Pontilhão de madeira



(fonte: BORSATTI, 2013)



Mesmo atualmente o uso de um pontilhão de madeira pode ser a solução adotada numa situação emergencial. No ano de 2014, a Prefeitura de Jaraguá do Sul teve que instalar uma ponte provisória com a extensão de 20 metros de comprimento por 4 metros de largura e com a capacidade para suportar até 15 toneladas. Essa estrutura foi orçada em R\$ 50 mil e tinha uma expectativa de uso de 3 meses, que foi o tempo estipulado para os reparos na estrutura da ponte principal. Por questão de segurança o tráfego nessa estrutura ficou limitado a um veículo por vez. A figura 2 ilustra o pontilhão instalado.

Figura 2 – Vista lateral de um pontilhão



(fonte: PREFEITURA..., 2014)

Mesmo nesse caso, uma solução empregando uma ponte mista poderia ser vantajosa se a mesma fosse uma estrutura padrão, já que não haveria uma imposição de uma capacidade de carga reduzida.

Fatores como durabilidade do material, falta de manutenção e falhas de projeto, vêm causando graves acidentes em todo Brasil. Em janeiro de 2015, por exemplo, um caminhão carregado de concreto, tombou ao passar por uma ponte de madeira, na cidade de Blumenau, em Santa Catarina. O pontilhão de madeira, que já era antigo e apresentava sinais de desgaste, não suportou o peso do caminhão e cedeu, ficando completamente destruído. A figura 3 mostra as condições da estrutura após o acidente.

Figura 3 – Foto da destruição parcial do pontilhão do bairro Vila Nova – Blumenau



(fonte: CAMINHÃO..., 2015)

A figura 4 ilustra um acidente ocorrido em Rondônia, em uma estrada secundária. Nesse contexto, faz-se necessário o estudo de uma solução padrão que apresente vantagens com relação aos pontilhões de madeira.

Figura 4 – Foto da falha de um pontilhão de uma estrada secundária

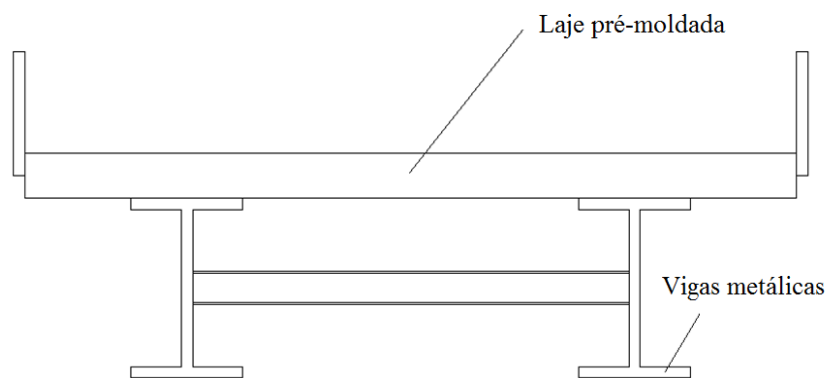


(fonte: EM ALVORADA DO OESTE..., 2014)

Entre as soluções possíveis, o emprego de uma estrutura mista composta por uma laje de concreto armado e vigas de aço, que são unidos por conectores de cisalhamento, se destaca.

Devido aos conectores, a laje de concreto atua juntamente com as vigas de aço, fazendo com que o concreto trabalhe à compressão e o aço à tração, otimizando o uso de materiais, o que resulta em uma estrutura mais leve e econômica. Do ponto de vista da fabricação, o tabuleiro pode ser composto por lajes pré-moldadas de concreto, as quais, se fabricadas dentro de um conjunto de medidas padrão, atendem várias configurações de pontilhões quando combinadas. O uso de elementos pré-fabricados, além da facilidade de transporte, diminui o risco de erros de montagem e possibilita a rápida execução do projeto. A solução proposta, por possuir uma geometria simples, apresenta custo baixo de fabricação e um custo de manutenção aceitável. A figura 5 ilustra a idéia básica de uma ponte mista e a figura 6 mostra uma ponte em estrutura mista já instalada.

Figura 5 – Superestrutura de ponte mista de aço e concreto



(fonte: elaborada pela autora)

Figura 6 – Ponte em estrutura mista



(fonte: cedida pelo orientador)

Considerando o contexto apresentado, esse trabalho visa desenvolver o projeto de uma solução padrão em ponte mista, que seja avançada tecnologicamente, segura e resistente, e que atenda às necessidades das diversas realidades dos locais onde será instalado.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: qual projeto padrão de ponte mista pode ser empregado na substituição dos tradicionais pontilhões de madeira?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

O objetivo principal da pesquisa é descrito a seguir.

#### **2.2.1 Objetivo principal**

O objetivo principal do trabalho é a apresentação de um projeto padrão da superestrutura de uma ponte, com elementos mistos de aço e concreto, e que substitua a estrutura de um pontilhão de madeira.

### **2.3 PRESSUPOSTO**

O trabalho tem por pressuposto que as normas técnicas e literatura consultadas apresentam informações válidas e verdadeiras para a elaboração do projeto em questão.

### **2.4 PREMISSA**

O trabalho tem por premissa que há a necessidade de substituição de grande quantidade de pontes de madeira, visto a degradação das estruturas e o elevado número de acidentes

ocorridos. Para isso, é necessário o uso de soluções eficientes, duradoras, de rápida execução, com a otimização de recursos e custo compatível, justificando a opção por estruturas mistas, que têm apresentado crescente aplicação na construção civil.

## 2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a um projeto padrão da estrutura de uma ponte mista de aço e concreto.

## 2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

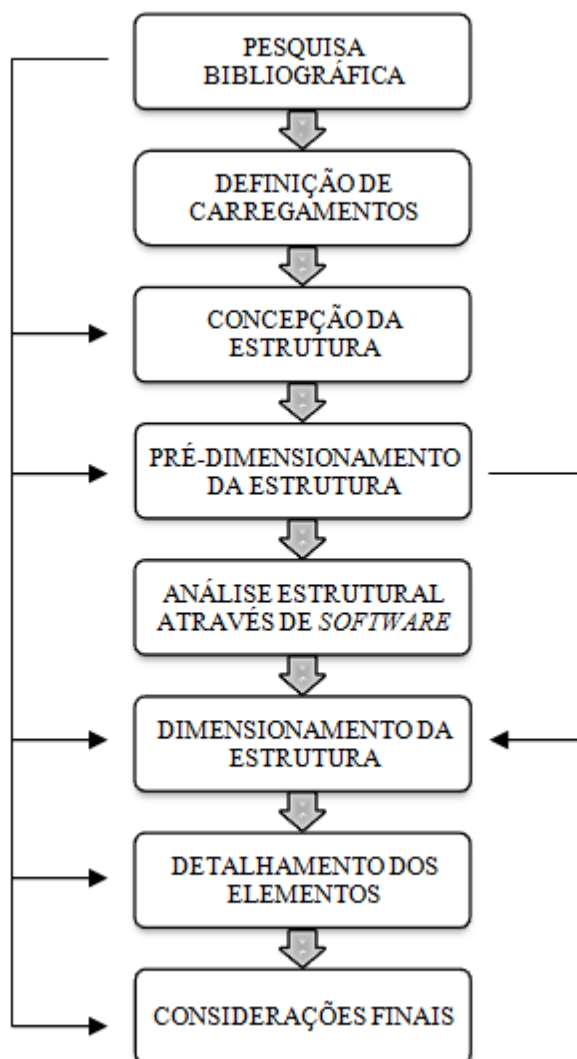
- a) modelo de ponte biapoiada;
- b) adoção de faixa única de tráfego;
- c) utilização de laje pré-moldada de concreto;
- d) utilização de vigas laminadas de aço, tipo perfil I, sem emendas;
- e) adoção de vão livre máximo de 10m;
- f) estrutura aplicada a estradas secundárias e propriedades rurais;
- g) utilização do *software* para análise estrutural.

## 2.7 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 7, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição de carregamentos;
- c) concepção da estrutura;
- d) pré-dimensionamento da estrutura;
- e) análise estrutural através de *software* de elementos finitos;
- f) dimensionamento da estrutura;
- g) detalhamento dos elementos;
- h) considerações finais.

Figura 7 – Etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pela autora)

Durante a primeira etapa, a **pesquisa bibliográfica**, procura-se obter amplo conhecimento e embasamento teórico, para que se possa elaborar um projeto válido. Esta etapa é fundamental, pois nela se obtém dados essenciais para o desenvolvimento de todas as demais.

A **definição de carregamentos** compreende a determinação de todos os carregamentos que agem na estrutura, sejam estes permanentes, variáveis ou excepcionais. Nesta etapa, serão avaliadas se as cargas são adequadas para o tipo de estrada para o qual o projeto é proposto. Além disso, são feitas as combinações de carregamentos, levando em consideração, para cálculo, sempre o pior caso.

A **concepção da estrutura** compreende a definição da geometria da estrutura. Algumas limitações já são estabelecidas anteriormente, porém outras definições só são possíveis após pesquisa bibliográfica e cargas definidas. O **pré-dimensionamento da estrutura** é realizado para a obtenção de noções de carregamentos permanentes e para que a estrutura possa ser modelada.

Durante a etapa de **análise estrutural**, a estrutura é modelada em *software* de elementos finitos. Busca-se obter uma melhor estimativa para os esforços atuantes na estrutura e também uma melhor avaliação dos deslocamentos da estrutura. Com base nessas informações é possível realizar o **dimensionamento da estrutura**, a qual deve ser verificada para os estados limites último e de serviço.

O **detalhamento dos elementos** inclui todas as peças dimensionadas durante o desenvolvimento do trabalho, bem como a sua disposição construtiva. Posteriormente, são feitas as **considerações finais** sobre o trabalho.



### 3 PONTES

Denomina-se ponte a obra destinada a transpor obstáculos à continuidade de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos ou outras vias (PFEIL, 1983). Marchetti (2007) classifica como bueiros pontes de até 2 m de vão, pontilhões para vãos de 2 m a 10 m e pontes para vãos maiores que 10 m.

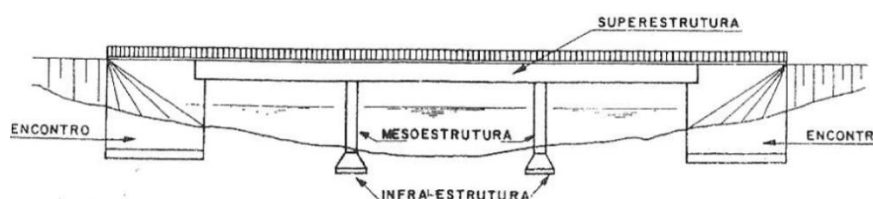
#### 3.1 ELEMENTOS DE UMA PONTE

Pfeil (1983) destaca quatro partes principais de uma ponte: superestrutura, mesoestrutura, infraestrutura e encontros.

A superestrutura é formada, principalmente, pelas vigas principais e pelo tabuleiro, que têm como função vencer o vão livre e receber os esforços do tráfego sobre a ponte. A mesoestrutura é formada pelos pilares, que conduzem os esforços recebidos da superestrutura para as fundações, as quais compõem a infraestrutura da ponte, responsável por transmitir as cargas ao solo.

Os encontros servem para conectar a estrutura ao terrapleno e proteger as extremidades do aterro contra erosão, além de absorver esforços horizontais aplicados no tabuleiro. Normalmente, são feitos de blocos de pedra, concreto armado ou de concreto simples. Segundo Gusmão Filho (2008), o encontro, além de servir como contenção, oferece um apoio para a superestrutura. A figura 8 apresenta os elementos constituintes de uma ponte.

Figura 8 – Elementos constituintes de uma ponte



(fonte: PFEIL, 1983)

### 3.2 PONTES DE MADEIRA

O projeto desenvolvido neste trabalho visa à substituição de pontilhões de madeira, que são estruturas características em estradas rurais, locais onde há tráfego de caminhões e maquinário agrícola, a fim de evitar acidentes. Como já dito anteriormente, pontilhões são classificados pelo vão máximo de 10 m e, normalmente, possuem apenas uma faixa simples de tráfego e são apoiados em cabeceiras de pedras. Essas estruturas são de suma importância ao desenvolvimento, visto que devem assegurar a entrada de produtos na área rural, a circulação de produtos agrícolas e o deslocamento da população que vive nestas regiões.

A madeira é um material muito utilizado na construção civil desde a antiguidade. Além de ser uma fonte renovável, ela é abundante na natureza e, em algumas localidades, pode ser facilmente obtida. No Brasil, país com grandes áreas de florestas, há muitas pontes construídas em madeira. Segundo Stucchi (2006), a vantagem no uso da madeira está na economia, quando o material está disponível em quantidade e qualidade, próximo à obra. Já a desvantagem diz respeito, principalmente, à durabilidade da madeira, suscetível ao apodrecimento e ataque de pragas. A figura 9 ilustra uma ponte de madeira sobre o Rio Pau d'Arco, no Norte do país, uma das maiores pontes de madeira do Brasil.

Figura 9 – Ponte de madeira sobre o Rio Pau d'Arco



(fonte: PONTE..., 2014.)

O estado em que se encontram grande parte das estradas e pontes vicinais é de degradação. A maioria das pontes, construídas no Brasil, não é projetada, nem construída por técnicos especializados em madeira, o que pode resultar em estruturas caras, inseguras e de baixa durabilidade. Nota-se que, ao longo dos anos, vários processos de construção e de manutenção incorretos contribuíram para o atual estado das pontes de madeira. É necessário, então, a implantação de um novo projeto avançado tecnologicamente e economicamente viável que solucione este problema.

### 3.3 PONTES MISTAS

As pontes mistas, segundo Pfeil (2009), surgiram a partir de 1930 e foram incrementadas a partir da 2ª Guerra Mundial. Inicialmente, as vigas metálicas eram ligadas nas lajes de concreto, sem considerar o trabalho em conjunto dos elementos. Porém, a falta de aço após a Guerra levou os engenheiros a estudar e utilizar a laje de concreto como parte do vigamento. A partir da década de 60, então, desenvolveram-se métodos para que o concreto e o aço trabalhassem em conjunto, aumentando consideravelmente a gama de aplicação das estruturas mistas. No Brasil, são exemplos de construção rodoviária mista os elevados da Perimetral e da Linha Vermelha, na cidade do Rio de Janeiro. O elevado da Perimetral, apresentado na figura 10, foi construído entre 1973 e 1978 e possui um comprimento total de 7326 m, com vãos de 31 a 60 m, todo em vigas biapoiadas.

Figura 10 – Elevado da Perimetral



(fonte: PINHO, 2007)

Um sistema misto de aço e concreto é aquele no qual um perfil de aço trabalha em conjunto com o concreto, e a associação entre esses dois materiais se dá por atrito, por meios mecânicos ou, em certos casos, por aderência e repartição de cargas. Estes sistemas são normalmente empregados na construção de edifícios e pontes.

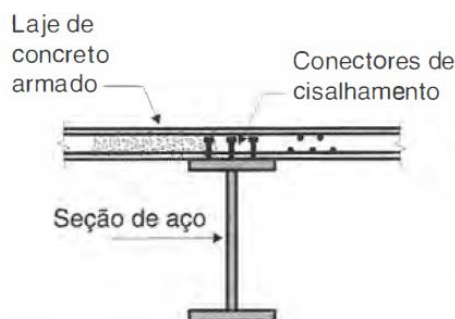
De acordo com Pfeil (2009), pontes mistas são estruturas constituídas por lajes de concreto apoiadas em vigas metálicas. Nesse caso, a laje cumpre duas funções eficientemente: laje estrutural e parte do vigamento. Segundo Klinsky (1999), o princípio de funcionamento de uma viga mista de aço e concreto consiste na associação da laje de concreto armado às vigas metálicas, sendo essa associação composta por três elementos estruturais básicos: vigas de aço, laje de concreto e conectores de cisalhamento. A associação desses materiais aumenta a rigidez e a resistência da estrutura, reduzindo a altura dos elementos e proporcionando economia de materiais. No entanto a grande vantagem na utilização desse sistema está no aproveitamento da resistência à compressão do concreto, e à tração do aço. Para isso, o ideal é que os esforços de compressão estejam na região da laje, enquanto a tração, nas vigas. Pinho (2007) afirma que o principal problema no dimensionamento de pontes mistas está justamente na determinação dos esforços no concreto e no aço. Klinsky (1999) destaca algumas vantagens do uso de elementos mistos de aço e concreto quando comparados a outros materiais, principalmente em relação ao tempo e custo de execução, bem como otimização no uso dos materiais, permitindo lajes de concreto mais esbeltas. Além da variedade e dos benefícios arquitetônicos e econômicos, Ferraz (2009) ainda cita outras vantagens em relação às pontes em estruturas mistas:

- a) menor peso próprio da estrutura, implicando em fundações mais econômicas e facilitando a montagem da estrutura;
- b) fácil ligação dos elementos, que são transportados em várias peças, facilitando também o transporte;
- c) maior parte dos elementos é pré-fabricada, o que permite um maior controle de qualidade e menor dependência das condições meteorológicas para execução da estrutura, contribuindo para o prazo imposto, além da dispensa de fôrmas e escoramentos;
- d) pequena altura do tabuleiro, contribuindo na economia de material e na estética da ponte;
- e) o aço, sendo facilmente reciclado, faz destas estruturas sustentáveis.

Para que uma estrutura mista funcione, a laje de concreto deve ser corretamente ligada à viga de aço, conectados de forma que se deformem como um único elemento. Caso contrário, não se constitui uma seção mista, e os elementos se deformarão independentemente, de modo que a face superior da viga estará comprimida, e a face inferior da laje, tracionada, ocorrendo um deslizamento relativo entre as superfícies.

A solidarização entre os elementos é possível através de conectores de cisalhamento, que são dispositivos mecânicos responsáveis por garantir que a viga metálica trabalhe juntamente com a laje de concreto. O conector tem como função absorver as forças de cisalhamento longitudinais na interface entre a laje e viga e limitar o deslocamento entre as faces do concreto e do aço, impedindo a separação vertical da laje e do perfil metálico, de modo que ambos os elementos trabalhem juntos para resistir aos esforços de flexão (PFEIL, 2009). Estes conectores são fixados, através de solda, no topo superior da viga, e após a concretagem, ficam imersos no concreto (KLINSKY, 1999). A figura 11 exemplifica a seção de uma viga mista de aço e concreto.

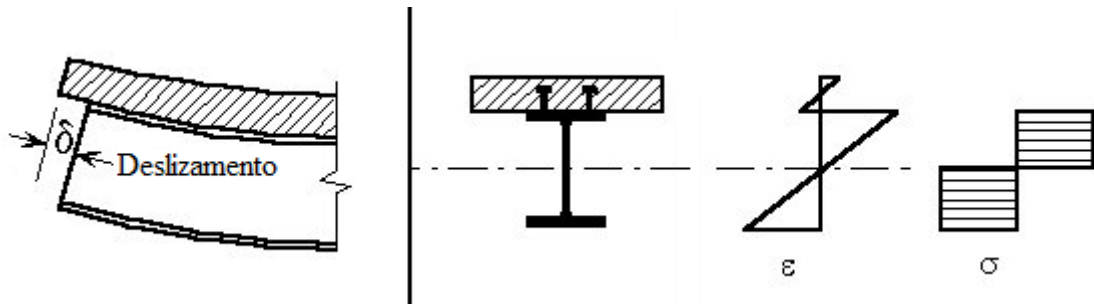
Figura 11 – Seção de uma viga mista de aço e concreto



(fonte: PFEIL, 2009)

Segundo Pfeil (2009), ao funcionamento da seção mista, está associado o conceito de interação entre a laje de concreto e a viga metálica. Quando a laje está apenas colocada sobre as vigas, e não é ligada através de conectores, como mostrado na figura 12, ocorre deslizamento entre os elementos, e cada um trabalha isoladamente, ou seja, a interação é praticamente nula.

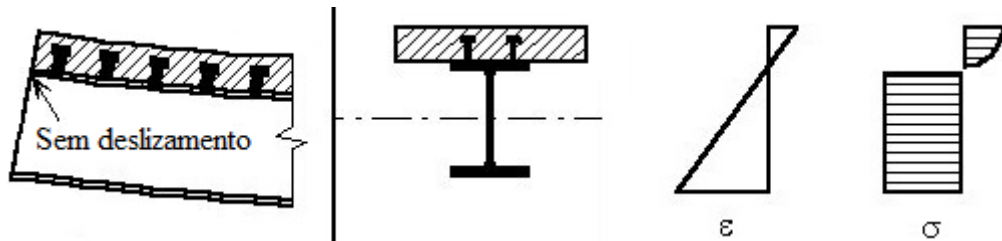
Figura 12 – Viga de aço e laje de concreto não ligadas por conectores



(fonte: adaptada de MOŽE, 2000)

A figura 13 mostra o funcionamento de uma seção mista com interação completa (sem deslizamento entre as superfícies de aço e concreto). No início do carregamento, o fluxo de cisalhamento horizontal possui distribuição linear, sendo os conectores extremos os mais solicitados, mas o esforço é pequeno e ocorre pouca deformação. Pelo diagrama de deformações da seção, percebe-se que a flexão se dá em torno do centróide da seção mista.

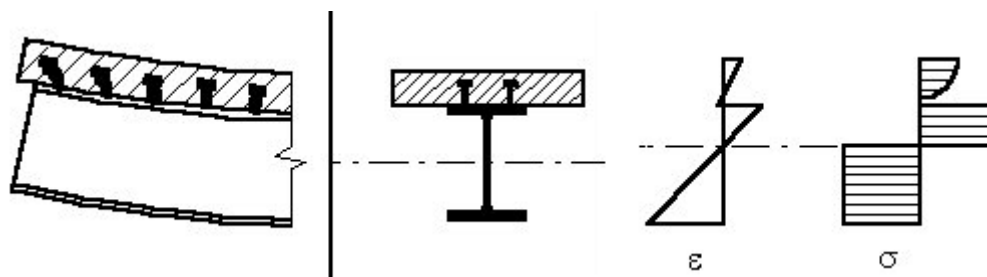
Figura 13 – Viga mista sob interação completa



(fonte: adaptada de MOŽE, 2000)

A figura 14 apresenta uma seção mista com interação parcial, com deslizamento na interface aço-concreto. Com o acréscimo do fluxo cisalhante horizontal, os conectores mais extremos passam a deformar mais, ocorrendo então a plastificação e o deslizamento entre a laje de concreto e a viga metálica. Porém, os conectores mais centrais ainda estão pouco deformados, e ainda contribuem para o funcionamento da seção mista, mas com eficiência reduzida. O diagrama de deformações da figura 14 mostra duas linhas neutras, uma na laje e outra na viga, mas que não estão muito afastadas quanto as que ocorrem quando a interação é nula, apresentadas anteriormente na figura 12.

Figura 14 – Viga mista sob interação parcial



(fonte: adaptada de MOŽE, 2000)

Nesse caso, algumas vezes os deslizamentos são tão pequenos que podem ser desprezados. Por outras vezes, estes podem ocorrer para cargas de serviço.

A resistência da seção mista é determinada pela plastificação de um dos seus componentes: concreto sob compressão, aço sob tração (ou tração e compressão) e o conector sob cisalhamento horizontal. Os conectores, por serem dúcteis, se deformam e mantêm a sua resistência, e ainda transferem esforços dos conectores mais solicitados aos menos solicitados. Assim, com o aumento do carregamento, as tensões que estavam no regime elástico, atingem o escoamento no aço ou a resistência no concreto, ocorrendo então a plastificação da seção mista, a não ser que ocorra anteriormente flambagem local (PFEIL, 2009).

### 3.3.1 Dimensionamento de vigas mistas

O dimensionamento dos elementos estruturais da ponte deve ser feito segundo as recomendações contidas no Anexo O da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), já que até o momento não há uma norma específica para pontes empregando estruturas mistas. Para o dimensionamento das vigas mistas, deve-se verificar a resistência à flexão e ao cisalhamento. Exatamente como uma viga de aço, a viga mista tem a sua resistência à flexão determinada pela plastificação da seção, flambagem local da seção de aço ou flambagem lateral. Por possuir conectores ligando a viga à laje, a viga tem contenção contínua, logo não há flambagem lateral nas regiões de momentos positivos. (PFEIL, 2009):

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), uma ponte constituída por duas vigas metálicas de perfil I conectadas a uma laje de

concreto, constitui uma estrutura em viga mista de alma cheia. As vigas são biapoiadas, ou seja, as ligações nos apoios podem ser consideradas rótulas. Neste caso, a relação entre a altura e a espessura da alma (esbeltez) deve satisfazer a equação 1.

Quando a viga está sujeita a momento fletor positivo, a mesa superior do perfil de aço pode não sofrer flambagem local, conforme a disposição dos conectores que for empregada. Efetivamente, o uso de apenas um conector centrado por seção transversal não dispensa essa verificação. Já o uso de 2 conectores simetricamente distribuídos sobre a mesa superior dispensa essa verificação.

A classificação da seção da viga, entre compacta ou semicompacta, se dá pela esbeltez da alma. Para que a seção das vigas seja classificada como compacta, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) determina que a equação 2 deve ser satisfeita.

$$\frac{h}{t_w} \leq 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (1)$$

$$\frac{h}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (2)$$

Sendo  $h$  a distância entre faces internas das mesas menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma,  $t_w$  a espessura da alma da viga,  $E$  o módulo de elasticidade do aço e  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço.

Caso a esbeltez limite ultrapasse o valor imposto, as vigas são classificadas como semicompactas e devem ser calculadas utilizando as propriedades elásticas da seção mista. De acordo com Pfeil (2009), no caso de seção compacta, a flambagem não ocorre antes da plastificação total da seção. Logo, o momento fletor resistente é obtido através das tensões no estado plástico. Para seções semicompactas, a flambagem local da alma ocorre antes da plastificação total da seção e o momento fletor resistente é obtido com o diagrama de tensões

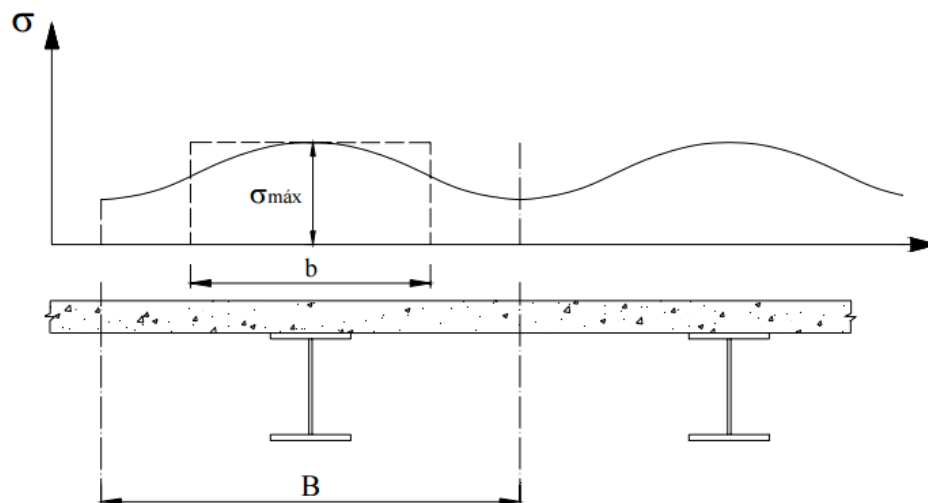


em regime elástico no início da plastificação da seção. Neste projeto, trabalhou-se apenas com perfis compactos.

### 3.3.1.1 Determinação da largura efetiva

Segundo Cardoso (2006), quando a laje se deforma, há uma distribuição de tensões de compressão, que não é uniforme, por toda a laje. O maior valor é sobre o eixo da viga, e vai diminuindo na medida em que vai se afastando desse eixo. Esse efeito, conhecido como *shear lag*, acontece, pois os trechos da laje mais distantes do eixo da viga, não acompanham as deformações que ocorrem na parte sobre a viga, ou seja, as seções não permanecem mais planas. A figura 15 ilustra este efeito

Figura 15 – Distribuição das tensões longitudinais considerando o efeito *shear lag*



(fonte: ALVA, 2015)

Para levar em conta o efeito de *shear lag*, é considerada uma largura da laje onde essas tensões atuam com uma intensidade constante. Para vigas biapoiadas, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) determina que a largura efetiva, em cada lado da viga, é igual ao menor dos valores entre:

- a) 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro de apoios;
- b) metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;
- c) distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

### 3.3.1.2 Resistência à flexão de vigas compactas com interação total

De acordo com Pfeil (2009), quando há ligação total quanto ao cisalhamento, o momento fletor resistente não é calculado pelo corte nos conectores. Caso fosse, seria uma viga mista de ligação parcial. Ainda segundo Pfeil (2009), para vigas compactas, o momento fletor resistente é calculado no regime plástico e para determiná-lo, deve-se admitir que:

- a) não há deslizamento na interface concreto-aço (situação de interação completa);
- b) a área efetiva de concreto de resistência à compressão desenvolve tensões uniformes, determinadas pela equação 3;
- c) as tensões de tração no concreto são desprezíveis;
- d) que o aço atinge a tensão expressa na equação 4 em tração ou compressão.

Evidentemente, trata-se de critérios simplificados, que podem ser confrontados contra resultados obtidos aplicando o método dos elementos finitos.

$$\frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

$$\frac{f_y}{\gamma_{a1}} \quad (4)$$

Nessas expressões,  $f_{ck}$  é a resistência característica do concreto à compressão (kN/m<sup>2</sup>),  $\gamma_c$  é o coeficiente de ponderação de resistências do concreto, igual a 1,3;  $f_y$  é a resistência ao escoamento do aço (kN/m<sup>2</sup>) e  $\gamma_{a1}$  é coeficiente de ponderação do aço relacionado ao escoamento, flambagem e instabilidade, igual a 1,10.

Para perfis compactos, o momento resistente de cálculo, em regiões de momentos fletores positivos, depende do grau de interação e da posição da linha neutra. A posição da linha neutra, dada como a espessura da laje comprimida, é calculada através da equação 5. As forças resistentes de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto, da região tracionada do perfil de aço, são calculadas através das equações 6 e 7, respectivamente. A figura 16 ilustra a distribuição de tensões em vigas mistas, considerando a linha neutra plástica na laje e interação completa.

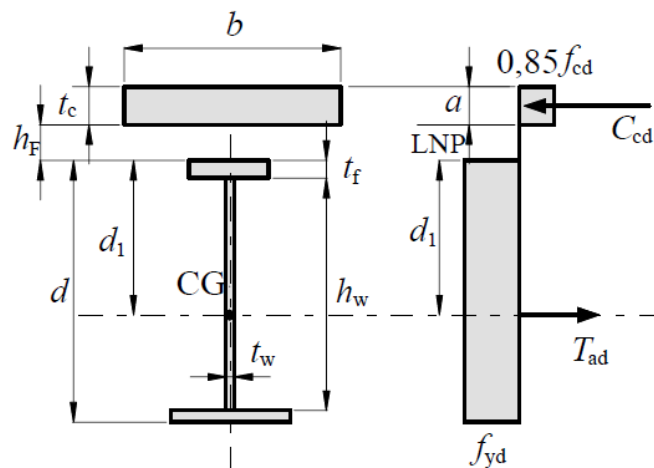
$$a = \frac{T_{ad}}{0,85f_{cd}b} \leq t_c \quad (5)$$

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}b a \quad (6)$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (7)$$

Sendo que  $a$  é a espessura da região comprimida da laje (m),  $T_{ad}$  é a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (kN),  $f_{cd}$  é a resistência de cálculo do concreto à compressão (kN/m<sup>2</sup>),  $b$  é a largura efetiva da laje de concreto (m),  $t_c$  é a altura da laje de concreto (m),  $C_{cd}$  é a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto (kN),  $A_a$  é a área do perfil de aço (m<sup>2</sup>),  $f_{yd}$  é a resistência de cálculo do aço ao escoamento (kN/m<sup>2</sup>).

Figura 16 – Distribuição de tensões na viga mista



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Para este trabalho, a posição transversal dos perfis de aço foi definida de modo que estes não estivessem comprimidos. Com isso, a linha neutra plástica estará na laje de concreto. Com as variáveis anteriores determinadas, calcula-se, através da equação 8, o momento resistente de cálculo.

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (8)$$

Sendo  $M_{Rd}$  o momento resistente de cálculo (kN.m),  $\beta_{vm}$  o coeficiente devido à capacidade de rotação necessária para a ligação, que para vigas biapoiadas é igual a 1,00,  $d_1$  a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil (m) e  $t_c$  a altura da laje de concreto (m).

Depois de definida a geometria da seção, faz-se a verificação quanto a flecha. De acordo com as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), para o cálculo da deformação, é necessário fazer a homogeneização teórica da seção, formada pela viga de aço e pela laje de concreto, transformando a seção de concreto em uma seção equivalente de aço, a partir da divisão da largura efetiva pelo coeficiente  $\alpha_E$ , calculado conforme a equação 9.

$$\alpha_E = \frac{E}{E_c} \quad (9)$$

Na qual  $E$  é o módulo de elasticidade do aço (kN/m<sup>2</sup>) e  $E_c$  é o módulo de elasticidade do concreto (kN/m<sup>2</sup>).

A figura 17 demonstra o conceito de largura efetiva e homogeneização da seção, respectivamente.

Figura 17 – Seção homogeneizada para cálculos no regime elástico



(fonte: PFEIL, 2009)

O momento de inércia efetivo da viga mista de alma cheia, que deve ser usado para o cálculo das deformações, nas regiões de momentos positivos, é dado pela equação 10

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (10)$$

em que  $I_{ef}$  é o momento de inércia efetivo ( $m^4$ ),  $I_a$  é o momento de inércia da seção do perfil de aço isolado ( $m^4$ ),  $I_{tr}$  é o momento de inércia da seção mista homogeneizada ( $m^4$ ),  $\sum Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo dos conectores (kN) e  $F_{hd}$  é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje de concreto (kN).

O concreto é um material que não pode ser caracterizado por um único módulo de elasticidade. Para cargas de longa duração, deve se considerar os efeitos de fluência, a partir do coeficiente de fluência  $\varphi$ . Com base em valores da NBR 6118, adota-se um valor médio para este coeficiente igual a 2, para cargas aplicadas a partir de 28 dias. O valor de  $\alpha_E$  para o cálculo da deformação de ações de longa duração é dado pela equação 11.

$$\alpha_\infty = \alpha_0 \cdot (1 + \varphi) \quad (11)$$

Sendo que  $\alpha_\infty$  é a razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto a longo prazo e  $\alpha_0$  é a razão entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto no tempo inicial.

### 3.3.1.3 Resistência ao cisalhamento

De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o esforço cortante resistente da viga mista  $V_{Rd}$  deve ser maior que o esforço cortante solitante  $V_{Sd}$ .

A força resistente de cálculo é determinada dependendo da esbeltez ( $\lambda$ ) do perfil, determinada pela relação entre a altura da alma da viga e a espessura da alma. Os valores máximos de esbeltez para avaliação no regime plástico ( $\lambda_p$ ) e no regime inelástico ( $\lambda_r$ ) são dados pelas expressões 12 e 13, nas quais  $k_v$  é igual a 5,0 para almas sem enrijecedores.

$$\lambda_p = 1,10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (12)$$

$$\lambda_r = 1,37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (13)$$

Caso a expressão 14 seja satisfeita, o esforço cortante é dado pela equação 15. Se for a expressão 16, é calculado através da equação 17. Caso a expressão 18 seja verdadeira, é calculado através da equação 19.

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (14)$$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (15)$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (16)$$

$$V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (17)$$

$$\lambda > \lambda_r \quad (18)$$

$$V_{Rd} = 1,24 \left( \frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (19)$$

Nessas equações, a força cortante na alma correspondente à plastificação ( $V_{pl}$ ) é dada pela expressão 20 na qual  $A_w$  corresponde à área efetiva de cisalhamento.

$$V_{pl} = 0,60 \cdot A_w \cdot f_y \quad (20)$$

### 3.3.2 Verificações da fase de montagem

As verificações apresentadas seguem as recomendações do Anexo G da NBR 8800 e se aplicam à fase de montagem da estrutura, quando a viga e a laje ainda não estão conectadas. O momento fletor resistente de cálculo é dado como o menor obtido entre as três verificações: flambagem lateral, flambagem local da mesa e flambagem local da alma.

#### 3.3.2.1 Verificação à flambagem lateral

O primeiro passo é calcular o parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ), que é igual à relação entre o comprimento da viga destravado e o raio de giração em relação ao eixo vertical  $y$ . Os parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação ( $\lambda_p$ ) e ao início do escoamento ( $\lambda_r$ ) são definidos, respectivamente, pelas expressões 21 e 22, nas quais  $I_y$  é o momento de inércia em relação ao eixo  $y$  ( $m^4$ ),  $J$  é a constante de torção ( $m^4$ ),  $C_w$  é a constante de empenamento ( $m^6$ ),  $r_y$  é o raio de giração em relação ao eixo  $y$  (m) e o coeficiente  $\beta_1$  é dado pela equação 23. Nessa expressão  $\sigma_r$  é a tensão residual, equivalente a 30% da tensão de escoamento ( $kN/m^2$ ) e  $W$  é o módulo de resistência elástico ( $m^3$ ).

$$\lambda_p = 1,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (21)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}} \quad (22)$$

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) \cdot W}{E \cdot J} \quad (23)$$

Caso a expressão 24 seja satisfeita, o momento resistente ( $M_{Rd}$ ) é calculado através da equação 25, que leva em conta o momento de plastificação ( $M_{pl}$ ), dado pela equação 26, onde  $Z$  é o módulo de resistência plástico.

$$\lambda \leq \lambda_p \quad (24)$$

$$M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (25)$$

$$M_{pl} = f_y \cdot Z \quad (26)$$

Caso a expressão 27 seja verdadeira, o momento resistente é calculado através da equação 28, que inclui também o momento fletor correspondente ao início do escoamento ( $M_r$ ), dado pela equação 29.

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r \quad (27)$$



$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \cdot \left[ M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \quad (28)$$

$$M_r = (f_y - \sigma_r) \cdot W \quad (29)$$

Se a expressão 30 for satisfeita, o momento resistente é calculado pela equação 31. O momento fletor de flambagem elástica ( $M_{cr}$ ) é obtido através da equação 32. Neste caso, é necessário calcular o fator  $C_b$ , um fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme, que é dado pela equação 33.

$$\lambda > \lambda_r \quad (30)$$

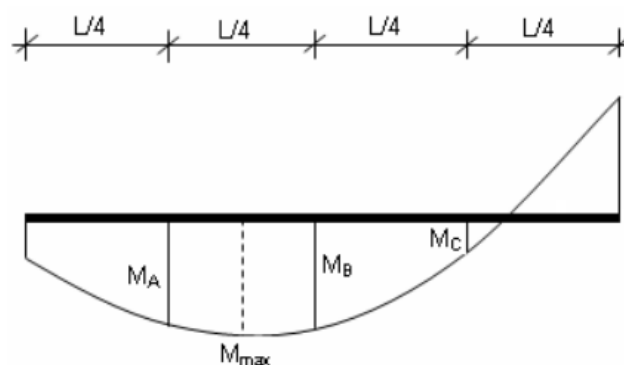
$$M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

$$M_{cr} = C_b \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \cdot \left( 1 + 0,039 \cdot \frac{J \cdot L_b^2}{C_w} \right)} \quad (32)$$

$$C_b = \frac{12,5 \cdot M_{max}}{2,5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_A + 4 \cdot M_B + 3 \cdot M_C} \cdot R_m \leq 3,0 \quad (33)$$

Nessas expressões,  $L_b$  é o comprimento da viga destravado (m) e  $R_m$  é um parâmetro de monossimetria, igual a 1,0. Os momentos  $M_A$ ,  $M_B$  e  $M_C$  correspondem, respectivamente, aos momentos na viga a um quarto, no meio, e a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda.  $M_{max}$  é o momento fletor máximo solicitante de cálculo no comprimento destravado, conforme a figura 18. Notar que, independente do valor de  $\lambda$ , o momento resistente não pode ser maior que  $M_{pl}/\gamma_{a1}$ .

Figura 18 – Momentos fletores



(fonte: NAWAZ, 2009)

### 3.3.3.2 Verificação à flambagem local da mesa e da alma

Para verificação da flambagem na mesa, o parâmetro  $\lambda$  é dado como a relação entre a metade da largura da mesa e a sua espessura. Os parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação ( $\lambda_p$ ) e ao início do escoamento ( $\lambda_r$ ) são definidos pelas equações 34 e 35.

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (34)$$

$$\lambda_r = 0,83 \cdot \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}} \quad (35)$$

Para verificação da flambagem na alma, o parâmetro  $\lambda$  é dado como a relação entre a altura da alma e a sua espessura. Os parâmetros de esbeltez correspondentes à plastificação ( $\lambda_p$ ) e ao início do escoamento ( $\lambda_r$ ) são definidos, respectivamente, pelas equações 36 e 37.

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (36)$$

$$\lambda_r = 5,70 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (37)$$

Caso o valor de  $\lambda$  seja menor que  $\lambda_p$ , o momento resistente é calculado através da equação 25, citada anteriormente para flambagem lateral. Se  $\lambda$  estiver entre  $\lambda_p$  e  $\lambda_r$ , o momento resistente é calculado através da equação 28, porém, substituindo  $C_b$  por 1,0. O momento fletor correspondente ao início do escoamento ( $M_r$ ) para flambagem da mesa é igual ao de flambagem lateral. Para a flambagem da alma, esse momento é dado pela equação 38

$$M_r = f_y \cdot W \quad (38)$$

Como foram utilizados apenas perfis compactos, para a verificação da flambagem na alma, o valor de  $\lambda$  não ultrapassará  $\lambda_p$ . Contudo, para a mesa, há a necessidade de se fazer essa verificação. O momento resistente nesse caso, então, é dado através da equação 31, com um momento de flambagem elástica ( $M_{cr}$ ) dado através da equação 39.

$$M_{cr} = \frac{0,69 \cdot E}{\lambda^2} W_c \quad (39)$$

Nessa equação,  $W_c$  é o módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção ( $m^3$ ).

## 4 CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

O trabalho apresenta uma solução padrão de ponte em estrutura mista, com o objetivo de substituir os pontilhões de madeira em estado crítico ou que possam vir a apresentar algum problema. O projeto é aplicado para pontes em estradas secundárias, bairros do interior e em propriedades rurais. A estrutura é relativamente simples, possui apenas uma faixa de tráfego. A ponte será dimensionada para diversos vãos, até o vão máximo proposto, que é igual a 10 m e serão apresentados, então, conjuntos de soluções. Adotou-se uma limitação de 10 m de vão em função dos perfis de aço serem fabricados até 12 m e com o objetivo de evitar ligações aparafusadas nesses perfis. Também deve-se considerar que os 10 m correspondem às distâncias entre apoios, logo, do ponto de vista prático, o comprimento desses perfis deve ser um pouco maior, já que não se consegue posicionar o apoio exatamente no extremo de um perfil.

A superestrutura do projeto inclui os perfis de aço e o tabuleiro de concreto, que juntos, através dos conectores de cisalhamento, formam a seção mista. A concepção estrutural adotada para o projeto é do tipo vigas de alma cheia biapoiadas. Com isso, tem-se o concreto trabalhando a compressão e o aço trabalhando a tração, visto que só há momentos positivos. As principais vantagens do uso do sistema biapoiado são:

- a) a priori, como a laje está comprimida, não há necessidade de armadura para combater a tração;
- b) a mesa comprimida da viga de aço é travada pela laje, não havendo possibilidade de flambagem lateral por torção e, dependendo da posição dos conectores, também não há possibilidade de flambagem local da mesa;
- c) sendo a estrutura isostática, não há redistribuição de esforços devidos à fissuração, retração ou deformação lenta do concreto, facilitando muito o dimensionamento.

### 4.1 VIGAS

Para o projeto, serão dimensionadas duas vigas principais, denominadas longarinas, que devem suportar as cargas oriundas das lajes, vencendo um vão livre máximo de 10 m. Em

relação ao aço utilizado, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) determina que o limite máximo de escoamento deva ser igual a 450 MPa e a relação entre a tensão de ruptura e a tensão de escoamento maior que 1,18. Com isso, o aço escolhido para as vigas é o COR500, que apresenta um limite mínimo de escoamento de 380 MPa e um limite de resistência mínimo de 500 MPa. Esse tipo de aço apresenta resistência à corrosão, não necessitando pintura em áreas agressivas. Para o custo dos perfis de aço, segundo a tabela SINAPI, pode-se estimar R\$ 3,90/kg.

## 4.2 TABULEIRO

O tabuleiro será formado por vários módulos de lajes pré-moldadas de concreto, e funcionará solidariamente às vigas, formando uma ponte mista.

Para a laje pré-fabricada, adotou-se concreto com resistência característica igual a 40 MPa, sendo predeterminada uma altura de 20 cm. Em relação à largura da pista, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (BRASIL, 1996) determina uma largura mínima da faixa de rolamento de 3 m para pista simples, de classe IV. Considerando a largura de máquinas agrícolas e caminhões, definiu-se uma largura de 4,2 m para a pista de rodagem. Como o projeto desenvolvido será uma solução padrão e deve abranger um grande número de situações, a laje será dividida em módulos de 1 m, de forma a facilitar o transporte das peças, podendo ser empregada em diferentes tamanhos de vãos. Com isso, o peso do módulo pode ser estimado em 21 kN (2100 kg), o qual pode ser transportado por um caminhão com *munck*, ilustrado na figura 19.

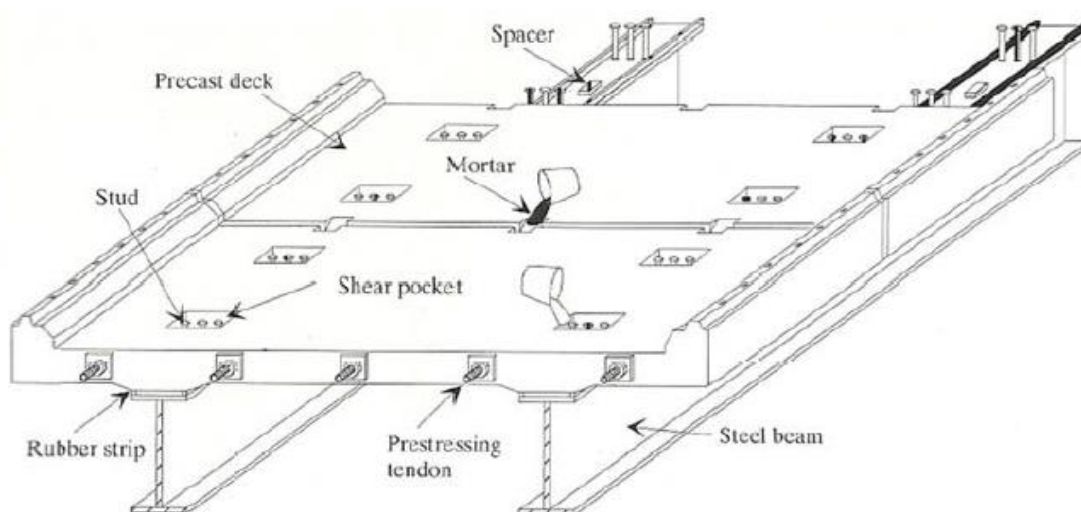
Figura 19 – Caminhão com *munck*



(fonte: SILVARADAR, 2016)

Para a fabricação da laje, devem estar previstos furos para o encaixe dos conectores de cisalhamento, que serão concretados posteriormente à montagem da estrutura, garantindo a ligação entre a laje e as vigas metálicas. O tamanho e dimensão dos furos dependerão do número de conectores e do espaçamento calculado para a armadura da laje. A figura 20 ilustra esse sistema.

Figura 20 – Sistema misto.  
 Tradução: *Precast deck* (Laje Pré-Fabricada), *Mortar* (Argamassa), *Shear pocket* (Rebaixo para cisalhamento), *Steel beam* (viga de aço), *Prestressing tendons* (cabos de protensão), *Rubber strip* (tira de borracha), *Spacer* (espaçador)



(fonte: SHIM et al., 2010)

Em relação à concretagem dos furos, uma alternativa interessante é o uso do cimento CP V-ARI, um cimento de alta resistência inicial, ideal para situações que exigem rápida desforma e alta resistência. Este tipo de cimento tem um tempo de cura reduzido quando comparado a outros, aumentando a velocidade de execução da obra. Em 24h, atinge uma resistência de 26,5 MPa. Em três dias, atinge resistências de 40,5 MPa, que os cimentos comuns só atingem em 28 dias.

É importante salientar que a laje passará por um processo denominado cura térmica a vapor, comumente aplicado em elementos pré-fabricados e que diminui os efeitos da retração. A parte de cura da laje ocorrerá então antes da execução da obra. Sendo assim, os esforços relativos à cura não serão considerados. Esse processo acelera as reações de hidratação do cimento, fazendo com que se obtenha as resistências adequadas pelo aquecimento nas

primeiras idades do concreto e permitindo a desforma rapidamente (MELO, 2007). A NBR 9062 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2006) ressalta que alguns cuidados devem ser tomados para que os elementos pré-moldados aqueçam uniformemente. Para uma estimativa de custo, segundo a tabela SINAPI, o preço do metro cúbico para o concreto C40 é de R\$ 325,05.

### 4.3 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), o aço estrutural normalmente utilizado para os conectores com diâmetro de até 22,2 mm é o ASTM A108-Grau 1020, com resistência ao escoamento de 345 MPa e resistência à ruptura de 415 MPa. Para este trabalho, optou-se pelo emprego de conectores do tipo *stud bolt*, ilustrados na figura 21. O espaçamento mínimo entre as linhas de centro de conectores ao longo da viga é igual a seis diâmetros, e quatro diâmetros na direção transversal ao vão da viga. De acordo com o catálogo do fabricante, o custo de 100 conectores está em torno de R\$ 1594,58.

Figura 21 – Conectores *stud bolt*



(fonte: LINHARES, 2015)

## 5 CARREGAMENTOS

Este capítulo apresenta todas as ações que devem ser levadas em consideração para o dimensionamento de pontes mistas. De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), qualquer ação que possa produzir algum efeito significativo para a segurança da estrutura, deve ser levada em consideração, de acordo com o estado limite último e o de serviço.

### 5.1 CARREGAMENTOS DEVIDOS ÀS AÇÕES PERMANENTES

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as ações permanentes são aquelas que possuem o mesmo valor durante toda a vida da estrutura. A NBR 7187 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) recomenda, para o concreto armado, um valor mínimo de peso específico igual a  $25 \text{ kN/m}^3$  e, para a pavimentação, prevê um peso mínimo de  $24 \text{ kN/m}^3$ , considerando um adicional de  $2 \text{ kN/m}^2$  para um possível recapeamento. No caso deste trabalho, considera-se o peso próprio dos perfis de aço e da laje de concreto.

### 5.2 CARREGAMENTOS DEVIDOS ÀS AÇÕES VARIÁVEIS

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 61), as ações variáveis são classificadas em ações diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são as cargas acidentais previstas para o uso da estrutura, como, por exemplo, o vento. Já, para ações indiretas, os efeitos causados por vibrações e variação de temperatura são exemplos.

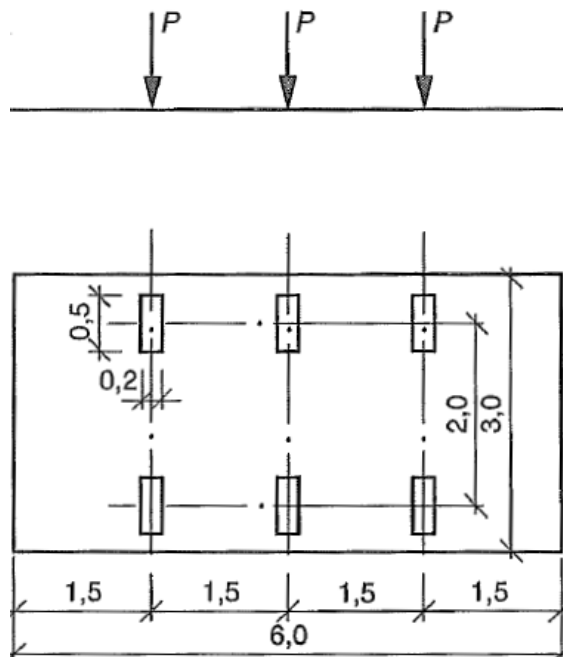


### 5.2.1 Cargas móveis

As cargas móveis recomendadas pelas normas não coincidem com as verdadeiras cargas que circulam nas estradas (PINHO, 2007). Por isso, é necessária uma verificação de veículos e cargas que transitam pelas estradas secundárias, para as quais a ponte em questão está sendo projetada.

As cargas para as pontes rodoviárias são denominadas pela NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) de trens-tipo. A carga mínima recomendada para pontes em estradas vicinais com uma única faixa é o tipo TB-240. Porém, por se tratar de um projeto que será executado em diversas situações, optou-se por dimensionar a ponte para a carga móvel rodoviária TB-450, definida por um veículo tipo de 450 kN, com 6 áreas de contato de 75 kN cada. A figura 22 ilustra o veículo.

Figura 22 – Carga móvel TB-450



(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013)

### 5.2.1.1 Coeficientes de ponderação de cargas verticais

Para as cargas verticais, a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) determina três coeficientes de ponderação: coeficiente de impacto vertical, de número de faixas e de impacto adicional.

O coeficiente de impacto vertical é o acréscimo das cargas dos veículos provocado pelo movimento dos veículos sobre a ponte (PINHO, 2007). Segundo a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), para estruturas com vão menor que 10m, esse coeficiente é igual a 1,35.

A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) determina o coeficiente relativo ao número de faixas através da equação 34 e ressalta que esse coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego.

$$CNF = 1 - 0,05(n - 2) > 0,9 \quad (34)$$

Onde:

CNF é o coeficiente do número de faixas: probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas (CNF=1);

n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo.

Ainda de acordo com a NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013), o coeficiente de impacto adicional se aplica às seções dos elementos estruturais que estão a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5 m para cada lado de uma junta estrutural ou descontinuidade estrutural. Para obras em estruturas mistas, o coeficiente de impacto adicional é igual a 1,25.

### 5.2.1.2 Efeitos de frenagem e aceleração

Pinho (2007) descreve as forças de frenagem e aceleração como forças longitudinais, aplicadas no nível da superfície de rolamento da ponte e que são calculadas sem efeito de impacto. A NBR 7188 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013)

define essas forças como um percentual da carga característica do veículo sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável, que pode ser calculado através da equação 35

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times CNF \quad (35)$$

Onde :

$H_f$  é a força horizontal devido à frenagem e aceleração;  $H_f \geq 135$  (kN);

$B$  é a largura efetiva da carga distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup> (m);

$L$  é o comprimento concomitante da carga distribuída (m);

$CNF$  é o coeficiente do número de faixas: probabilidade da carga móvel ocorrer em função do número de faixas.

### 5.2.2 Cargas de vento

As considerações de cargas de vento devem ser feitas seguindo as recomendações da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988). Deve-se, primeiramente, obter a velocidade característica do vento, calculada através da expressão 36. Determina-se, então, a pressão dinâmica, apresentada na equação 37.

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (36)$$

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (37)$$

Em que :

$V_k$  é a velocidade característica do vento (m/s);

$V_o$  é a velocidade básica do vento, indicada por uma rajada de três segundos, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano (m/s);

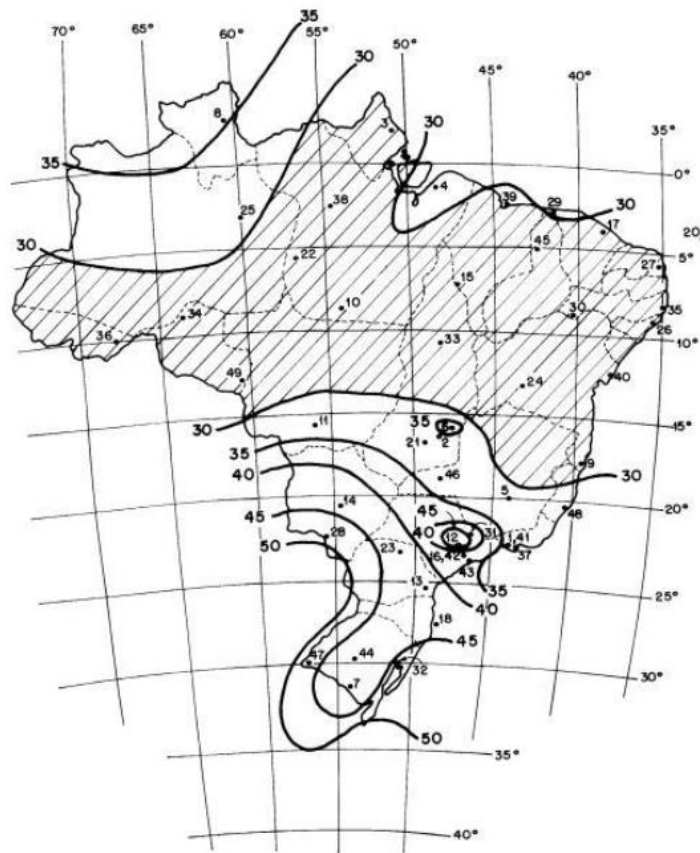
$S_1$  é o fator topográfico que leva em consideração as variações do relevo do terreno;

$S_2$  é o fator que considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação;

$S_3$  é o fator estatístico que considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação;  
 $q$  é a pressão dinâmica ( $N/m^2$ ).

A velocidade básica do vento depende do local onde a estrutura será construída. A figura 23 apresenta as isopletas da velocidade básica para o Brasil.

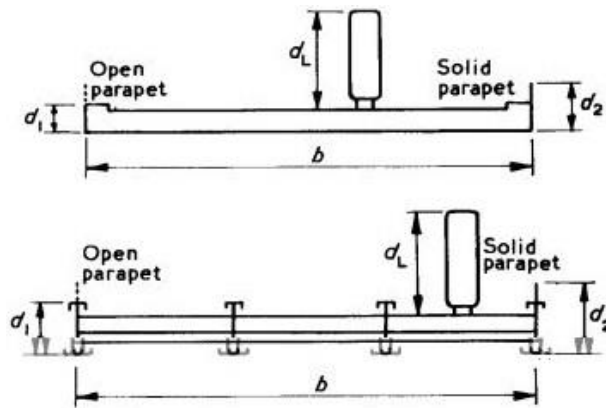
Figura 23 – Isopletas da velocidade básica para o Brasil



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988)

A NBR 6123 trata da ação do vento em edifícios, não dispondo de todas as informações necessárias para o cálculo do vento em pontes, como o coeficiente de arrasto. Dessa forma, consultou-se a norma britânica (BS 5400: Part 2), que apresenta um gráfico para determinação do coeficiente de arrasto, ilustrado na figura 25. O coeficiente de arrasto é dado em função da relação entre a largura da seção transversal da ponte e a altura total ( $B/D$ ), conforme representado na figura 24.

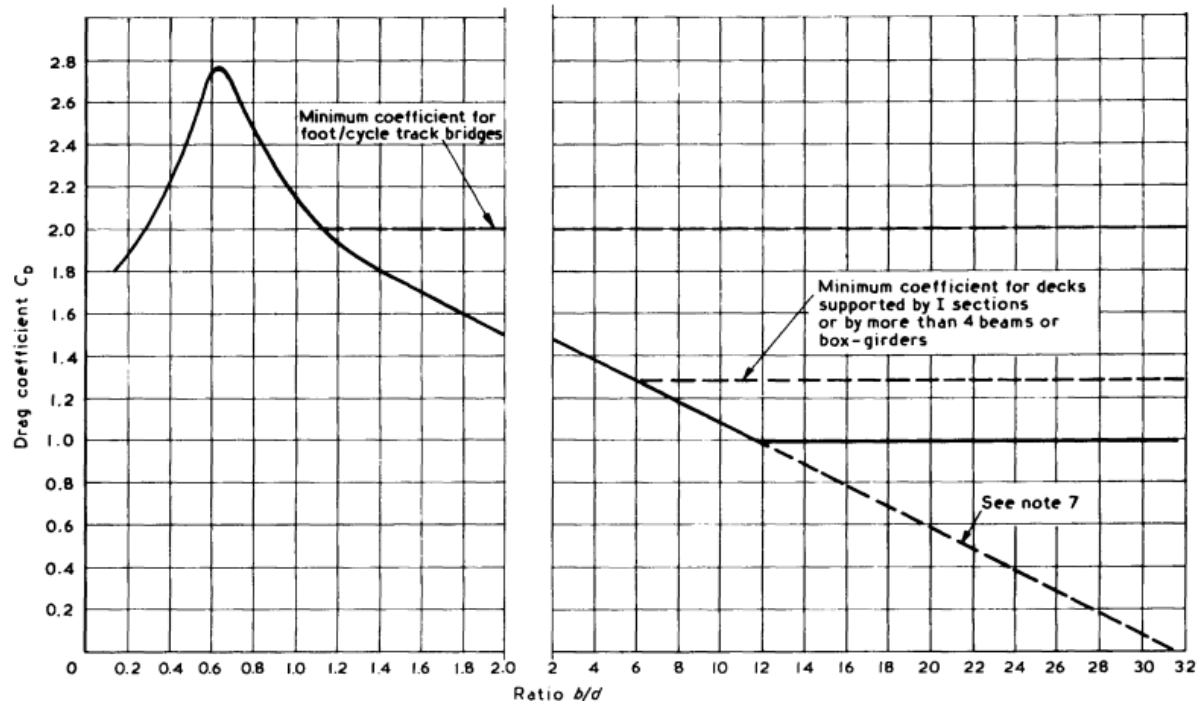
Figura 24 – Determinação dos valores de “B” e “D”



	Com veículo	Sem veículo
Parapeito aberto	$d = d_1$	$d = d_L$
Parapeito fechado	$d = d_2$	$d = d_L$

(fonte: adaptado de BRITISH STANDARD INSTITUTION, 1978)

Figura 25 – Gráfico para determinação do coeficiente de arrasto



(fonte: BRITISH STANDARD INSTITUTION, 1978)

### 5.2.3 Variação de temperatura

Em relação à variação de temperatura, para pontes em estruturas de aço, as variações de temperatura do material são de  $\pm 30^\circ\text{C}$  em torno da média, sendo que o coeficiente de dilatação térmica do aço é igual a  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$ . O concreto, por sua vez, possui uma inércia térmica

maior que a do aço, com as variações de temperatura entre  $\pm 10^{\circ}\text{C}$  e  $\pm 15^{\circ}\text{C}$  em torno da média, e o seu coeficiente de dilatação térmica pode ser considerado  $1,0 \cdot 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  (PFEIL, 1983). Por possuírem coeficientes de dilatação diferentes, o aço e o concreto terão deformações também diferentes, gerando tensões no perfil de aço.

Mason (1976) considera uma força aplicada no baricentro da seção de concreto, resultante dos efeitos de temperatura e deformação lenta, calculada a partir da equação 38

$$F_t = \pm \alpha \cdot \Delta t \cdot \frac{E}{\alpha_E} \cdot A_c \quad (38)$$

na qual

$F_t$  é a força resultante de uma variação térmica (kN);

$\alpha$  é o coeficiente de dilatação térmica do concreto ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ );

$\Delta t$  é a variação de temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ );

$\alpha_E$  é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto;

$A_c$  é a área de influência da mesa de concreto sobre a viga ( $\text{m}^2$ ).

Ainda segundo Mason (1976), deve se considerar que a força está aplicada no centro geométrico da seção homogênea, resultando em um momento que deve ser considerado. Para o cálculo de  $\alpha_e$ , pode se considerar os efeitos de deformação lenta, levando em conta um tempo inicial e um tempo final.

### 5.3 COMBINAÇÕES DE CARGAS

Um carregamento é determinado por várias ações, prováveis de acontecer simultaneamente. Em cada tipo de carregamento, essas ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, para que se encontre os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos é feita através das combinações últimas. Já em relação aos estados limites de serviço, a verificação é feita através das combinações de serviço. (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

### 5.3.1 Combinações últimas

De acordo com a NBR 8681, os estados limites últimos são usualmente considerados por:

- a) perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, num sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

As combinações últimas normais são dadas pela expressão 39

$$F_{d,u} = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_q \cdot \left[ F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (39)$$

em que

$F_{d,u}$  é o valor de cálculo para combinações últimas (para momentos kN.m, para forças kN);

$\gamma_{gi}$  é o coeficiente de ponderação das forças permanentes;

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

$\gamma_q$  é o coeficiente de ponderação das forças variáveis;

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável considerada principal (para momentos kN.m, para forças kN);

$\psi_{0j}$  é o fator de redução para as demais ações variáveis

$F_{Qj,k}$  é o valor característico das outras ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN).

Os coeficientes de ponderação das cargas permanentes para combinações normais últimas são apresentados na tabela 1. Na tabela 2, estão os coeficientes de ponderação das cargas variáveis.

Tabela 1 – Coeficientes de ponderação de cargas permanentes

Ação	$\gamma_g$
Peso próprio de estruturas metálicas	1,25
Peso próprio de elementos pré-moldados	1,3

(fonte: baseado em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Tabela 2 – Coeficiente de ponderação das cargas variáveis

Ação	$\gamma_q$
Efeito de temperatura	1,2
Ação do vento	1,4
Ações variáveis em geral	1,5

(fonte: baseado em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)

Para ações variáveis consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação é igual a 1,5.

Os coeficientes de redução das ações variáveis são apresentados na tabela 3.

Tabela 3 – Coeficiente de redução das ações variáveis

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Vento	0,6	0,3	0
Temperatura	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos para pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3

(fonte: baseado em ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003)



### 5.3.2 Combinações de serviço

De acordo com a NBR 8681, os estados limites de serviço são usualmente considerados por:

- a) danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético ou durabilidade da estrutura;
- b) deformações excessivas que afetem a utilização normal ou a estética da estrutura;
- c) vibração excessiva ou desconfortável.

Ainda segundo a NBR 8681, as combinações de serviço são classificadas como

(ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003):

- a) combinações quase permanentes: que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, utilizadas para verificação de deformações excessivas;
- b) combinações freqüentes: combinações que se repetem cerca de  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham de 5% nesse mesmo período, utilizadas para verificar o conforto aos usuários;
- c) combinações raras: combinações que atuam no máximo algumas horas na estrutura, durante o período considerado.

Todas as cargas permanentes são consideradas nas combinações de serviço, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações.

#### 5.3.2.1 Deformações excessivas

Segundo a NBR 6118, a avaliação de deformações excessivas deve ser feita para combinações quase-permanentes, expressas pela equação 40 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

$$F_{d,s} = \sum_{i=1}^m \cdot F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (40)$$

na qual

$F_{d,s}$  é o valor de cálculo para cargas em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN);

$F_{Gi,k}$  é o valor característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

$\psi_{2j}$  é fator de redução para ações variáveis;

$F_{Qj,k}$  é o valor característico das ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN).

Os limites para deslocamentos são apresentados na tabela 4.

Tabela 4 – Limites para deslocamentos

Tipo de efeito	Razão da limitação	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Aceitabilidade sensorial	Visual	Total	vão/250
	Outro	Devido a cargas acidentais	vão/350

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

### 5.3.2.2 Abertura de fissuras

A NBR 6118 recomenda, para a avaliação de abertura de fissuras, a utilização de combinações de serviço de ações frequentes, expressas pela equação 41. O valor limite para abertura de fissuras em zonais rurais é de 0,4 mm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

$$F_{d,s} = \sum_{i=1}^m \cdot F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (41)$$

em que

$F_{d,s}$  é o valor de cálculo para cargas em combinação de serviço (para momentos kN.m, para forças kN);

$F_{Gi,k}$  é o característico das ações permanentes (para momentos kN.m, para forças kN);

$\psi_{1j}$  é o fator de redução para carga variável principal

$F_{Q1,k}$  é o valor característico da ação variável principal (para momentos kN.m, para forças kN);;

$\psi_{2j}$  é o fator de redução das demais ações variáveis

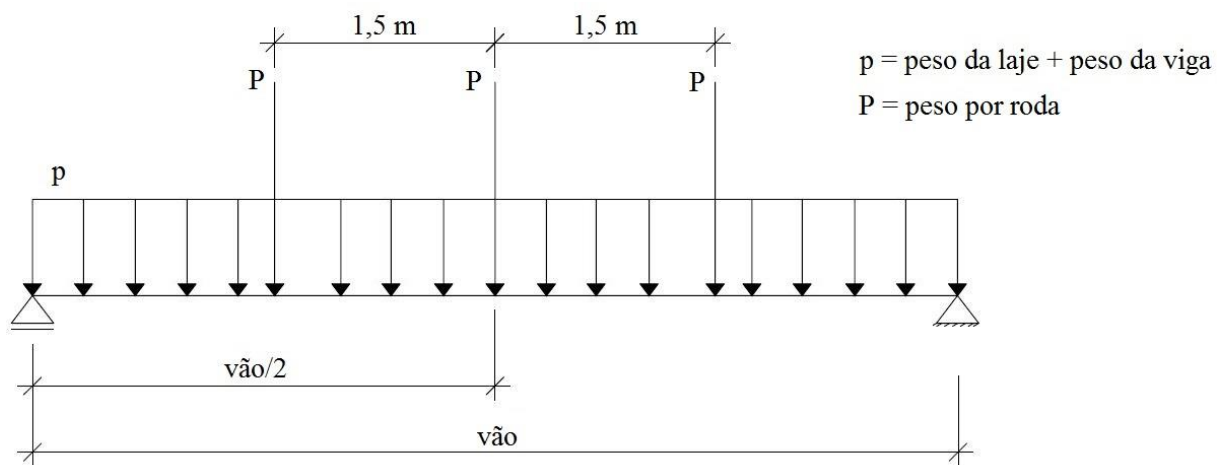
$F_{Qj,k}$  é o valor característico das demais ações variáveis (para momentos kN.m, para forças kN).

## 6 ANÁLISE ESTRUTURAL

### 6.1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento foi feito para se ter uma ideia inicial da geometria da estrutura. Para isto, adotou-se o modelo de uma viga simplesmente apoiada, considerando as cargas de peso próprio da laje e dos perfis metálicos, bem como a carga do veículo, conforme ilustra a figura 26. As cargas de peso próprio foram distribuídas sobre a viga, e o veículo posicionado no centro do vão, com 3 eixos de 150 kN, isto é, 6 áreas de contato com cargas de 75 kN cada. Foram desenvolvidas soluções para vão de 2 m a 10 m, com a variação de 1 m. Os valores apresentados aqui são para uma viga, ou seja, considera-se a metade das cargas totais.

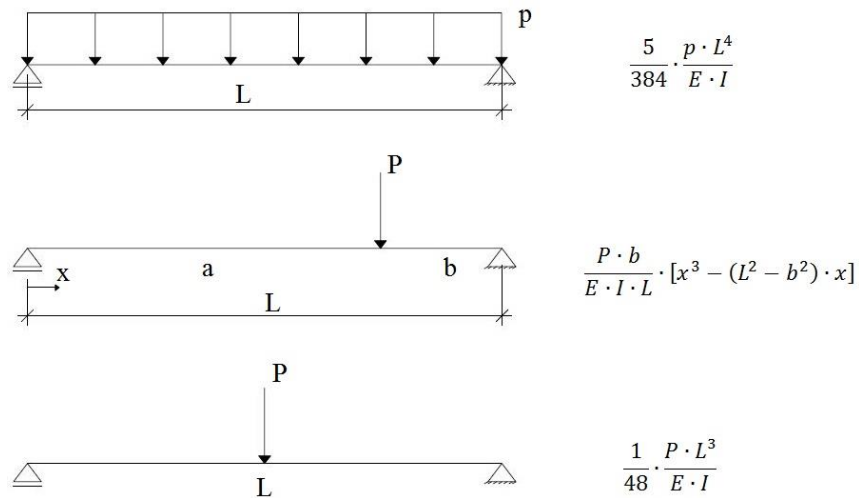
Figura 26 – Modelo simplificado para pré-dimensionamento



(fonte: elaborada pela autora)

A fim de encontrar soluções satisfatórias para diferentes vãos, programou-se o pré-dimensionamento em uma planilha no Excel. Desse modo, várias soluções foram testadas, com diferentes perfis e posições de viga para cada vão analisado. Procurou-se manter a linha neutra na laje de concreto, evitando o aço comprimido. A flecha da estrutura causada pelo peso próprio dos elementos e pelo veículo foi calculada conforme o ilustrado na figura 27, utilizando as propriedades da seção homogeneizada.

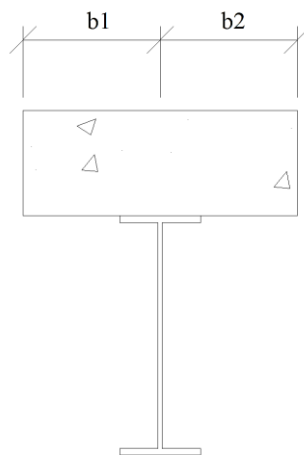
Figura 27 – Modelo para cálculo da flecha



(fonte: elaborada pela autora)

Por fim, adotou-se a solução em que o eixo das vigas fica posicionado a 85 cm da extremidade da laje, obtendo diferentes larguras efetivas para cada caso. As larguras efetivas para os diferentes vãos são apresentadas na tabela 5 e as dimensões mencionadas são ilustradas na figura 28. As cargas utilizadas no pré-dimensionamento são apresentadas na tabela 6, sem os coeficientes de ponderação. Apenas a carga do veículo está amplificada pelos coeficientes de impacto vertical previstos na NBR 7188. A carga correspondente ao peso próprio da laje foi obtida através da multiplicação das dimensões da seção transversal da laje pelo peso específico do concreto armado, divididos por 2, de modo a resultar em um carga distribuída por viga mista.

Figura 28 – Largura efetiva



(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 5 – Valores de  $b_1$  e  $b_2$ 

Comprimento do vão	$b_1$ (m)	$b_2$ (m)
10 m	0,85	1,25
9 m	0,85	1,125
8 m	0,85	1,00
7 m	0,85	0,875
6 m	0,75	0,75
5 m	0,625	0,625
4 m	0,50	0,50
3 m	0,375	0,375
2 m	0,25	0,25

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 6 – Valores característicos das cargas

Elemento		Valor característico
Laje		10,5 kN/m
Viga	W 610 x 101,0	1,01 kN/m
	W 530 x 85,0	0,85 kN/m
	W 530 x 74,0	0,74 kN/m
	W 460 x 60,0	0,60 kN/m
	W 410 x 46,1	0,46 kN/m
	W 360 x 39,0	0,39 kN/m
	W 310 x 28,3	0,28 kN/m
	W 200 x 15,0	0,15 kN/m
Veículo		132 kN por roda

(fonte: elaborada pela autora)

Os resultados para reações, momentos e flechas obtidos para essas cargas são apresentados na tabela 7.

Tabela 7 – Resultados para valores característicos

Vão	Perfil	$\Sigma$ Reações (kN)		$M_S$ (kN.m)		Flecha <sub>t0</sub> (cm)		Flecha <sub>t∞</sub> (cm)	
		Peso próprio	Veículo	Peso próprio	Veículo	Peso próprio	Veículo	Peso próprio	Veículo
10 m	W610x101,0	115,1	396	143,88	797,34	0,2753	1,4019	0,3505	1,7848
9 m	W530x85,0	102,15	396	114,92	697,68	0,2533	1,4254	0,3247	1,8268
8 m	W530x74,0	89,9	396	89,92	598,00	0,1790	1,1135	0,2293	1,4266
7 m	W460x60,0	77,7	396	67,99	498,34	0,1519	1,0506	0,1968	1,3611
6 m	W410x46,1	65,75	396	49,32	398,67	0,1181	0,9067	0,1559	1,1969
5 m	W360x39,0	54,45	396	34,03	333,04	0,0781	0,6503	0,1057	0,8801
4 m	W310x28,3	41,65	396	21,57	199,34	0,0491	0,419	0,0686	0,586
3 m	W200x15,0	31,95	132	11,98	99,67	0,0352	0,2339	0,0563	0,3744
2 m	W200x15,0	21,3	132	5,33	66,45	0,0084	0,0839	0,0129	0,1292

(fonte: elaborada pela autora)

Para o dimensionamento da estrutura, são necessárias combinações de ações, aplicando os coeficientes de majoração e redução apropriados para cada uma. Para o dimensionamento da estrutura, são feitas combinações para o estado limite último, conforme a equação 35. Já para a verificação das flechas, foram feitas combinações para o estado limite de serviço, conforme a equação 36.

## 6.2 VERIFICAÇÕES DA SITUAÇÃO DE MONTAGEM

Durante a fase de montagem, o momento resistente da viga é determinado através das verificações à flambagem local, da mesa e da alma, e flambagem lateral com torção da viga. Cada módulo é pré-moldado e curado antes da instalação, porém, os furos previstos para os conectores de cisalhamento são concretados *in loco*, de modo que não se pode considerar de imediato que a estrutura funcione como uma estrutura mista, de modo que o peso da laje

deverá ser distribuído todo na viga, que trabalha isoladamente. Considera-se que o perfil não é escorado. Trata-se de uma escolha mais sensata do ponto de vista geral, já que não se pode avaliar a dificuldade de instalação das escoras. Para isso então, foram verificadas todas as soluções propostas, variando perfis e vãos, e seguindo o roteiro de cálculo apresentado anteriormente na seção 3.3.3. O momento resistente calculado para cada uma dessas verificações não pode ser menor que o solicitante, estimado no pré-dimensionamento. Para o cálculo da flecha nessa fase, considerou-se as propriedades das vigas metálicas, responsáveis por suportar o seu peso próprio e o da laje de concreto. Os resultados são apresentados na tabela 8. O momento resistente apresentado é o menor entre as 3 verificações à flambagem realizadas.

Tabela 8 – Verificações da fase de montagem

Vão	Perfil	$M_{Sd}$ (kN.m)	$M_{Rd}$ (kN.m)	Flecha (cm)
10 m	W 610 x 101,0	187,03	265,17	0,9731
9 m	W 530 x 85,0	149,39	158,77	1,0006
8 m	W 530 x 74,0	116,90	140,63	0,7316
7 m	W 460 x 60,0	88,38	120,22	0,6764
6 m	W 410 x 46,1	64,12	88,80	0,5894
5 m	W 360 x 39,0	44,24	81,14	0,4289
4 m	W 310 x 28,3	28,04	47,04	0,3268
3 m	W 200 x 15,0	15,58	26,24	0,4304
2 m	W 200 x 15,0	6,92	41,6	0,085

(fonte: elaborada pela autora)

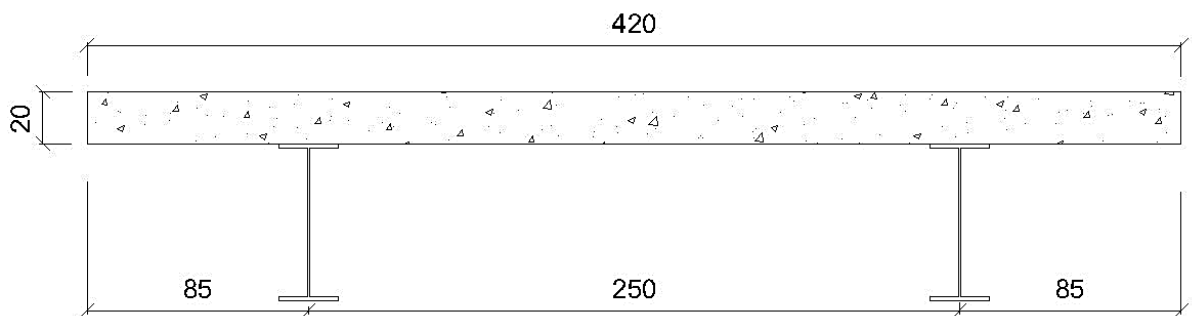
Na tabela 9 são apresentados os resultados finais obtidos a partir das cargas ponderadas. A coluna da linha neutra diz respeito à linha neutra plástica, que é a espessura comprimida da laje. A flecha estimada final leva em consideração a flecha calculada na situação de montagem, devida ao peso próprio da estrutura, somada às flechas oriundas da carga variável, considerando a seção mista. A figura 29 mostra as dimensões definidas para a seção mista.

Tabela 9 – Resultado do pré-dimensionamento

Vão	Perfil	$M_{Sd}$ (kN.m)	$M_{Rd}$ (kN.m)	Linha neutra (cm)	Flecha (cm)
10 m	W 610 x 101,0	1383,05	1821,33	8,59	1,51
9 m	W 530 x 85,0	1195,91	1419,97	7,55	1,55
8 m	W 530 x 74,0	1013,91	1258,10	7,12	1,16
7 m	W 460 x 60,0	835,89	938,91	6,12	1,08
6 m	W 410 x 46,1	662,13	690,65	5,47	0,95
5 m	W 360 x 39,0	492,75	541,82	5,56	0,69
4 m	W 310 x 28,3	327,04	373,16	5,06	0,50
3 m	W 200 x 15,0	149,5	172,39	3,58	0,54
2 m	W 200 x 15,0	106,6	160,70	5,37	0,21

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 29 – Dimensões da seção transversal



(fonte: elaborada pela autora)



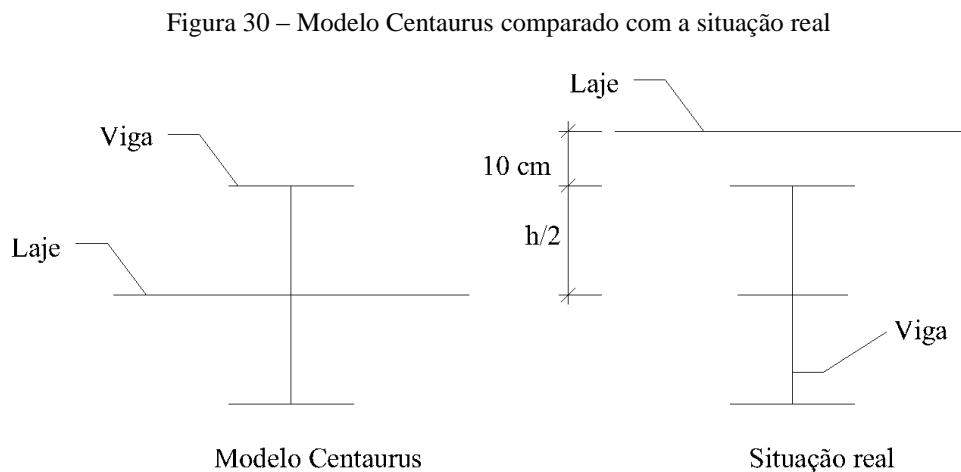
## 6.3 DIMENSIONAMENTO

### 6.3.1 Modelo numérico Centaurus

Depois de feito pré-dimensionamento, é possível ter uma idéia da geometria da estrutura, para que esta possa ser analisada em *software*. Todas as soluções apresentadas foram modeladas no *software* Centaurus, de onde foram tirados os momentos solicitantes para se fazer o dimensionamento final da seção mista e da armadura da laje.

Fez-se um modelo numérico simplificado da estrutura da ponte empregando o *software* Centaurus (MORSCH et al, 1994). O modelo empregado utiliza elementos de placa fina, baseados na teoria de placa de Kirchoff (graus de liberdade  $u_z, r_x, r_y$ ), para representar a laje e elementos de grelha (graus de liberdade  $u_z, r_x, r_y$ ) para as vigas de aço.

Esses elementos são considerados como estando na mesma cota  $z$ , o que não é verdadeiro na realidade. Essa situação resulta em uma avaliação conservadora para a flecha. A figura 29 ilustra esta situação.



(fonte: elaborada pela autora)

O material concreto é tratado como um material elástico-linear, ou seja, é descrito apenas pelo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson. O mesmo adota-se para o aço.

Foram modelados pontilhões com vão de 10 m a 2 m considerados apoiados nos extremos das longarinas. Cada um dos modelos foi analisado considerando peso próprio e veículo padrão da norma (3 eixos duplos com 150 kN por eixo), no entanto foram considerados 4 pneus por eixo (carga de 37,5 kN por pneu). Esse veículo foi posto em três posições padrão: centrado, excêntrico longitudinalmente (rodas sobre o apoio) e excêntrico lateralmente (excentricidade de 45 cm).

Para que o modelo adotado forneça valores aceitáveis dentro da limitação da teoria de placa, os deslocamentos estão limitados à metade da espessura da mesma, o que no caso corresponde a 10 cm. Observa-se nos resultados apresentados na tabela 11 que essa condição é atendida. A tabela 10 apresenta os resultados para os momentos solicitantes, sendo os momentos na laje são apresentados em kN.cm/cm e nas vigas em kN.cm.

Tabela 10 – Análise Centaurus

VÃO	PESO PRÓPRIO		VEÍCULO					
			Centrado		Excêntrico longitudinalmente		Excêntrico lateralmente	
	M <sub>laje</sub>	M <sub>viga</sub>	M <sub>laje</sub>	M <sub>viga</sub>	M <sub>laje</sub>	M <sub>viga</sub>	M <sub>laje</sub>	M <sub>viga</sub>
10m	15,00	1,13E+04	50	3,48E+04	29,82	1,89E+04	56,27	3,87E+04
9 m	16,83	7,99E+03	60,52	2,68E+04	38,16	1,60E+04	67,59	2,97E+04
8 m	14,81	5,93E+03	58,81	2,20E+04	39,57	1,40E+04	65,8	2,44E+04
7 m	14,89	3,72E+03	64,1	1,51E+04	47,00	1,07E+04	71,7	1,67E+04
6 m	13,8	2,10E+03	64,02	9,22E+03	51,58	7,29E+03	71,95	1,03E+04
5 m	11,18	1,11E+03	56,18	5,28E+03	47,43	4,42E+03	62,07	5,86E+03
4 m	8,42	4,46E+02	46,00	2,26E+03	43,71	2,14E+03	53,58	2,67E+03
3 m	5,61	7,22E+01	30,7	3,48E+03	28,32	3,61E+02	33,00	4,44E+02
2 m	2,63	3,57E+01	20,36	2,20E+02	24,00	2,75E+02	5,92	1,19E+02

(fonte: elaborada pela autora)

Tabela 11 – Flechas máximas obtidas (cm)

Vão	PESO PRÓPRIO	VEÍCULO		
		Centrado	Excêntrico longitudinalmente	Excêntrico lateralmente
10 m	-0,77	-2,2	-1,05	-2,63
9 m	-0,71	-2,21	-1,18	-2,63
8 m	-0,49	-1,71	-0,99	-2,06
7 m	-0,38	-1,46	-0,95	-1,76
6 m	-0,26	-1,08	-0,81	-1,34
5 m	-0,15	-0,65	-0,56	-0,82
4 m	-0,07	-0,34	-0,32	-0,46
3 m	-0,02	-0,12	-0,15	-0,2
2 m	-0,01	-0,05	-0,05	-0,05

(fonte: elaborada pela autora)

### 6.3.2 Modelo numérico Ansys

O modelo numérico dos pontilhões para análise das solicitações e deformações foi feito no *software* Ansys. Neste item são apresentados os elementos e critérios utilizados para fazer o modelo, que é baseado no modelo feito por Schmitz (2014). Lembrando que o modelo contempla apenas laje e longarinas, dessa forma não é considerada possibilidade de deslocamento relativo entre esses elementos, ou seja, há interação total. O *script* com o modelo e as cargas se encontra no Apêndice B.

Nesta etapa, além das cargas de peso próprio consideradas no pré-dimensionamento, considera-se também as cargas de vento, cargas relativas à temperatura e à retração e a carga de frenagem e aceleração.

Em relação à carga de vento, os valores dos coeficientes de arrasto para ponte carregada e descarregada são, respectivamente, 1,6 e 1,3, que ainda devem ser multiplicados por 1,5 para a análise global da estrutura. Para o projeto em questão, a carga de vento mais alta ocorre com a ponte carregada. A carga de frenagem e aceleração, que vale 135 kN, foi aplicada horizontalmente no tabuleiro, sobre as vigas.

Estas cargas foram descritas no capítulo 5 e seus valores característicos são apresentados na tabela 12.

Tabela 12 – Cargas devidas a temperatura, retração, vento e frenagem e aceleração

Vão	Perfil	Vento (kN/m)	Temperatura e retração	
			F (kN)	M (kN.m)
10 m	W 610 x 101,0	9,21	843,27	196,48
9 m	W 530 x 85,0	9,04	793,07	166,55
8 m	W 530 x 85,0	9,04	742,88	156
7 m	W 460 x 52,0	8,79	692,68	131,61
6 m	W 410 x 38,8	8,65	602,33	102,4
5 m	W 410 x 38,8	8,65	501,95	80,31
4 m	W 410 x 38,8	8,65	401,56	64,25
3 m	W 410 x 38,8	8,65	301,17	45,18
2 m	W 410 x 38,8	8,65	200,78	24,09

(fonte: elaborada pela autora)

### 6.3.2.1 Elementos

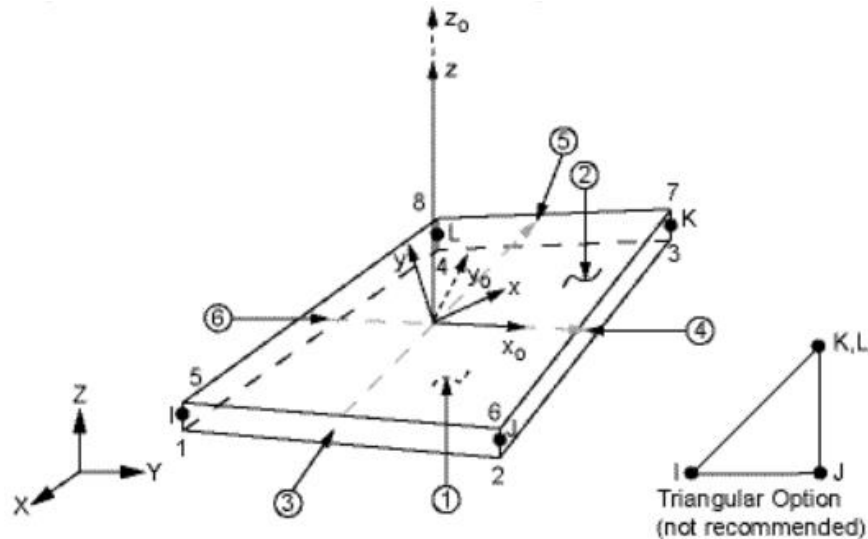
Para a laje utilizou-se o elementos *shell181* e para as longarinas o *beam188*. A seguir, esses elementos são apresentados com mais detalhe.

#### 6.3.2.1.1 Shell181

A laje foi modelada com o elemento de casca *shell181*, que possui quatro nós (figura 30). Segundo o *software* Ansys, pode ser considerada ou não a rigidez de membrana. Quando é feita essa consideração o elemento possui três graus de liberdade por nó, relativos aos deslocamentos em X, Y, e Z, se não for considerada rigidez de membrana, que é o caso deste trabalho, o nós possuem seis graus de liberdade, além dos deslocamentos, rotações em X, Y e

Z. Trata-se de um elemento baseado na teoria de placas de Reissner-Mindlin (ANSYS INCORPORATION, 2012).

Figura 31 – *Shell181*



(fonte: ANSYS INCORPORATION, 2012)

Este elemento possibilita a modelagem de diferentes camadas, sendo que para cada uma deve ser definido: espessura, material, orientação e número de pontos de integração por camada. No presente trabalho, utilizou-se 5 camadas: duas camadas exteriores correspondente ao revestimento, as duas camadas seguintes são as armaduras superiores e inferiores, e a camada central correspondente ao concreto. Para todas as camadas foi utilizado o número padrão de pontos de integração, que é igual a três (ANSYS INCORPORATION, 2012).

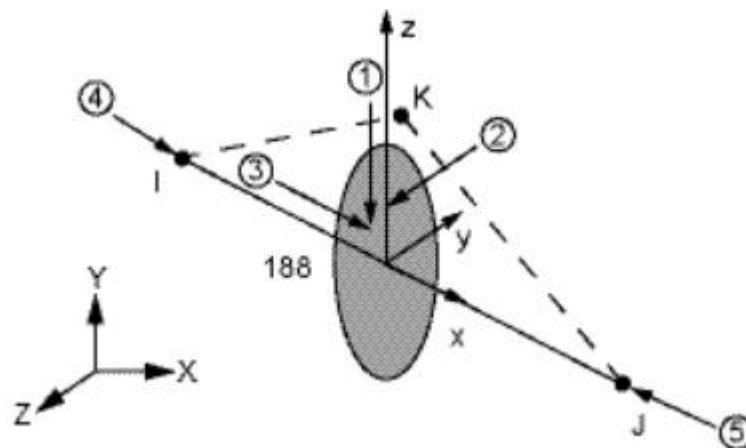
#### 6.3.2.1.2 *Beam188*

O elemento é baseado na teoria de Timoshenko, portanto é considerada a deformação devido ao corte, e que as seções planas permanecem planas após a deformação. Conforme a biblioteca do Ansys (2012), o elemento beam188 possui 3 nós (figura 31), sendo que dois que são as extremidades do elemento e um nó dá a orientação. Para definir essa orientação, foi indicado um *keypoint* para este terceiro nó. O eixo dado por I e J está de acordo com o sistema global, entretanto o nó K define a orientação da seção transversal do elemento. Se a orientação do eixo local K não for dada essa é definida automaticamente, que pode não ser a

desejada. É importante observar cautelosamente a definição desta orientação para que seja tomada a rigidez correta da seção. A saber, os eixos locais são definidos da seguinte forma:

- a) X é definido por I e J;
- b) Y é ortogonal a X;
- c) Z é ortogonal a X e Y e está contido no plano IJK, com sentido de K.

Figura 32 – *Beam188*



(fonte: ANSYS INCORPORATION, 2012)

O *Beam188* possui apenas uma dimensão, mas está localizado no espaço tridimensional. Esse elemento aceita diversas formas de seção transversal sendo que já possui a seção I em sua biblioteca. (ANSYS INCORPORATION, 2012).

O elemento pode ser baseado em funções de forma lineares, quadráticas ou cúbicas conforme a opção dada ao KEYOPT(3). O padrão do programa é linear, entretanto neste trabalho utilizou-se funções quadráticas.

### 6.3.2.2 Materiais

Foram definidos três materiais: aço das armaduras, aço do perfil e concreto. Foi considerada que todos os materiais são elásticos lineares e isotrópicos. As propriedades necessárias são somente módulo de elasticidade ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), portanto os dois aços possuem as mesmas propriedades:

- a) aço:  $E = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu = 0,3$ ;

b) concreto:  $E = 3,54 \times 10^7$  kN/m<sup>2</sup>,  $\nu = 0,2$ .

Para definir a espessura da camada de armadura, divide-se a área total das barras pela largura da seção correspondente, obtém-se uma espessura equivalente. Além disso, para consideração automática do peso próprio pelo *software*, informou-se a massa específica para o aço dos perfis (7850 kg/m<sup>3</sup>) e para o concreto armado (2500 kg/m<sup>3</sup>).

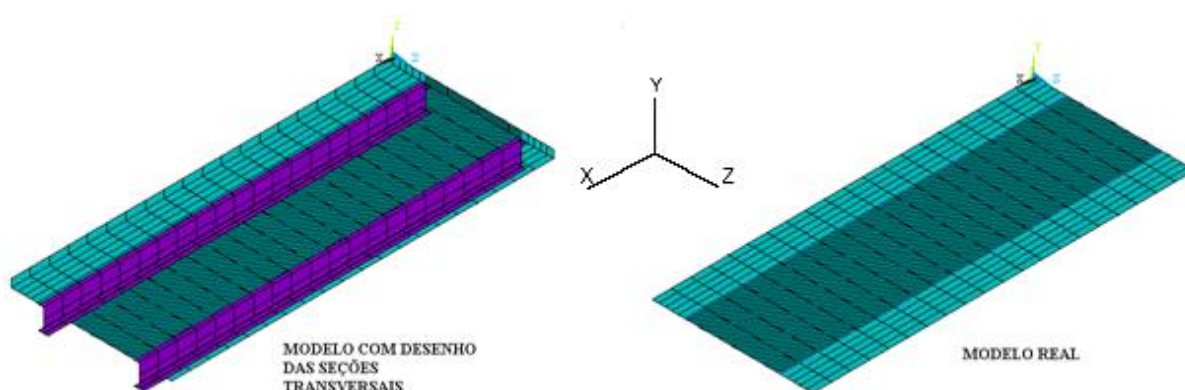
### 6.3.2.3 Definição do modelo

Apesar da simetria da geometria da estrutura, optou-se por fazer o modelo dos pontilhões completos. Inicialmente, fez-se o modelo geométrico e depois foi criada a malha. Primeiro foram determinados os *keypoints*, depois as linhas e por final as áreas. Desse modo, as áreas não foram criadas diretamente, para que se tivesse o controle da numeração dos elementos.

A malha foi gerada considerando, principalmente, as dimensões do veículo, pois posteriormente foi necessário a aplicação de cargas nodais em pontos específicos que precisavam respeitar essas dimensões. Ao longo do vão os elementos tem dimensão de 0,50 metros. Já na seção transversal a dimensão no balanço foi de 0,17 metros e na seção transversal 0,05 metros. Salientando que essa distorção das dimensões da malha foi necessária devido às dimensões do caminhão e verificou-se, a partir da solicitação de peso próprio, que isso não trazia prejuízos ao modelo. A diferença dos deslocamentos desse modelo para o que apresentava elementos com lados de mesma dimensão foi menor que 1,5%.

Na figura 32, pode-se observar o modelo para o pontilhão de dez metros de vão, o qual está apresentado de duas formas: na perspectiva a esquerda está apresentada a seção transversal dos elementos, mas que, no entanto, não são tridimensionais. Já a direita está o modelo real que corresponde a uma placa com duas linhas que são as longarinas. Uma questão importante que aparece no modelo com o desenho das seções transversais, é a possibilidade que o programa traz de determinar distâncias entre os elementos que compõe a seção, chamada de “offset”. Sabe-se que os centros da seção transversal do perfil e da laje não coincidem, com o “offset” o usuário pode informar essa distância a partir de um referencial, também definido. Dessa forma, a inércia da seção é considerada de forma correta.

Figura 33 – Modelo do pontilhão



(fonte: elaborada pela autora)

As condições de contorno foram aplicadas nos nós de extremidade dos perfis de aço. Em uma extremidade foram restringidos todos os deslocamentos (X, Y e Z) e na outra extremidade foi restringido apenas o deslocamento em Y.

### 6.3.3 Seção mista

Este item diz respeito ao dimensionamento das vigas metálicas, consideradas vigas mistas, cujas plantas são apresentadas no Apêndice A. Os resultados de esforços máximos solicitantes, com as cargas já combinadas, retirados do *software* Ansys, são apresentados na tabela 13.

Tabela 13 – Solicitações máximas nas vigas

Vão	Cortante Fsd (kN)	Momento fletor Msd (kN.m)
10 m	334,3	1782,4
9 m	283,6	1483,3
8 m	269,2	1281,2
7 m	167,5	167,5
6 m	113,1	638,4
5 m	102,2	485,4
4 m	93,9	330,3
3 m	70,4	193,5
2 m	46,7	89,5

(fonte: elaborada pela autora)



O roteiro de cálculo utilizado para o dimensionamento o mesmo que foi utilizado para o pré-dimensionamento. Nesta etapa, optou-se por agrupar os resultados semelhantes para o pior caso. Seguindo os mesmos passos então apresentados no pré-dimensionamento, tem-se o resultado final da geometria das estruturas, apresentado na tabela 14.

Tabela 14 – Dimensionamento da seção mista

Vão	Perfil escolhido	$M_{Rd}$ (kN.m)	$V_{Rd}$ (kN.m)	Flecha <sub>t0</sub> (cm)	Flecha <sub>t∞</sub> (cm)
10 m	W 610 x 101,0	1848,24	1277,8	0,6958	0,8859
9 m	W 530 x 92,0	1542,38	1097,2	0,6315	0,8119
8 m	W 530 x 82,0	1375,61	1012,32	0,7414	0,6050
7 m		1357,10		0,2981	0,3845
6 m	W 410 x 46,1	698,42	569,33	0,3901	0,5149
5 m		678,21		0,2080	0,2755
4 m		647,89		0,0910	0,1217
3 m		597,35		0,0655	0,0893
2 m		496,28		0,0206	0,0291

(fonte: elaborada pela autora)

### 6.3.4 Lajes

As lajes pré-moldadas de concreto serão dimensionadas para o estado limite último e para o estado limite de serviço de abertura de fissuras. Como já mencionado anteriormente, estão previstos furos para a passagem dos conectores de cisalhamento. As cargas que devem ser levadas em consideração para o dimensionamento da laje são as cargas permanentes de peso próprio e as cargas variáveis.

Os momentos solicitantes de cálculo foram retirados do Centaurus, onde as cargas de peso próprio e do veículo foram avaliadas separadamente, para serem combinadas mais tarde. Para o dimensionamento das armaduras da laje, deve se encontrar, primeiramente, a posição da linha neutra ( $x$ ), determinada pela equação 42 e, posteriormente, calcula-se a área de armadura, através da equação 43.

$$x = \frac{d_{laje}}{\lambda_c} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Sd,laje}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b_{laje} \cdot d_{laje}^2}} \right) \quad (42)$$

$$A_S = \frac{\alpha_c \cdot \lambda_c \cdot f_{cd} \cdot b_{laje} \cdot x}{f_{yd}} \quad (43)$$

Nessas expressões,  $d_{laje}$  é distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada e a fibra mais comprimida do concreto (m),  $\lambda_c$  é igual a 0,8,  $\alpha_c$  é um parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão, igual a 0,9,  $M_{Sd,laje}$  é o momento solicitante de cálculo na laje (kN.m),  $b_{laje}$  é a largura seção transversal da laje, igual a 1 (m),  $A_S$  é a área de aço das armaduras (m<sup>2</sup>).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), a armadura de distribuição é o maior valor entre:

- a) um quinto da armadura principal;
- b) metade da armadura mínima;
- c) 0,9 cm<sup>2</sup>/m.

Os resultados dos momentos solicitantes para o cálculo das lajes é bastante próximo para a maioria dos vãos, pois este momento é calculado em função da distância entre os perfis de aço, que combinados alcançaram no máximo 20000 kN.cm/m. Por isso então, optou-se por dimensionar as armaduras para o maior dos momentos, de modo que todas as peças tivessem a mesma taxa de armadura. Para a armadura negativa, como não se obteve momentos negativos significativos na análise, utilizou-se a taxa mínima. Os resultados são apresentados na tabela 15.

Tabela 15 – Armadura das lajes

	Armadura inferior	Armadura superior
$A_S$ (cm <sup>2</sup> /m)	30,44	3,00
$A_{Sdist}$ (cm <sup>2</sup> /m)	6,09	1,5

(fonte: elaborada pela autora)

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) determina a verificação da necessidade de uma armadura adicional na região adjacente ao perfil de aço, contra o cisalhamento. Para isso, faz-se uma comparação entre o esforço cortante solicitante de cálculo e o esforço cortante resistente de cálculo, determinados, respectivamente, através das equações 44 e 45. Nenhum caso apresentou um esforço solicitante maior que o esforço cortante resistente, que é igual a 1232 kN.

$$V_{Sd} = \frac{\left( \sum Q_{Rd} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{blc} \right)}{L_m} \geq 0 \quad (44)$$

$$V_{Rd} = 0,6 \cdot A_{cv} \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s \cdot f_{yd} \leq 0,2 \cdot A_{cv} \cdot f_{cd} \quad (45)$$

Em que  $b_1$  é a largura efetiva da laje do lado em que se avalia a resistência ao cisalhamento (m),  $b_2$  é a largura efetiva da laje do lado oposto ao que se avalia (m),  $A_{blc}$  é a área da seção transversal da região comprimida da laje entre o plano de fissuração e o centro da viga (m<sup>2</sup>),  $L_m$  é a distância entre as seções de momento máximo positivo e o momento nulo (m),  $A_{cv}$  é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado (m<sup>2</sup>/m)

Para a verificação do estado limite de serviço de abertura de fissuras, deve-se determinar o momento de fissuração ( $M_{fis}$ ), expresso na equação 46. O valor encontrado para o momento de fissuração é de 3510 kN.cm/m.

$$M_{fis} = 0,25 \cdot f_{ctm} \cdot b_{laje} \cdot t_c^2 \quad (46)$$

#### 6.3.4.1 Geometria das lajes pré-moldadas

Buscando atingir uma grande variedade de vãos, e pensando também na facilidade de transporte e montagem, limitou-se o tamanho dos módulos de lajes pré-moldadas a 1 m. Deve haver furos nas lajes, para a passagem dos conectores. Estes furos foram definidos

considerando a armadura da laje, bem como os espaçamentos máximos e mínimos determinados no dimensionamento dos conectores. O detalhamento das peças está apresentado no Apêndice A.

### 6.3.5 Conectores de cisalhamento

Os conectores de cisalhamento utilizados na ligação da viga de aço com a laje serão do tipo pino com cabeça, chamado de *stud bolt*. A força resistente de cálculo ( $Q_{Rd}$ ) desse tipo de conector é dada pelo menor valor entre as equações 47 e 48. O valor encontrado foi de 128,5 kN.

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (47)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g \cdot R_p \cdot A_{cs} \cdot f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (48)$$

Em que  $A_{cs}$  é a área da seção transversal do conector ( $m^2$ ),  $\gamma_{cs}$  é o coeficiente de ponderação da resistência do conector,  $R_g$  é um coeficiente que considera o efeito da atuação de grupos de conectores,  $R_p$  é um coeficiente que considera a posição do conector e  $f_{ucs}$  é a resistência à ruptura do aço do conector ( $kN/m^2$ ).

Quando a viga metálica não está ligada à laje através de conectores, cada material trabalha isoladamente à flexão, ou seja, aço e concreto resistem, cada um, de acordo com e sua rigidez. Quando há interação completa da seção, não há deslizamentos na interface aço-concreto. De acordo com a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), isso ocorre se os conectores situados nessa região apresentarem resistência de cálculo maior ou igual às resistências de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor entre os dois. Já a interação parcial ocorre quando a resistência de cálculo dos conectores é inferior às duas resistências (do aço e do concreto), ou seja, o estado limite último da seção se dá com a ruptura dos conectores.

Para os vãos entre 7 m e 10 m, optou-se por fazer a interação completa da seção mista. Porém, para os vãos menores, a solução se torna inexecutável, devido ao número de conectores necessários e à largura da mesa dos perfis. Com isso, o momento resistente da seção é dado pela resistência dos conectores, que foi maior que o momento solicitante em todos os casos. Devido a essas limitações, as lajes com vãos de até 6 m terão uma geometria diferente das outras.

A partir do diâmetro escolhido para os conectores, encontra-se uma área total necessária de conectores. Sendo assim, o número de conectores para cada vão é apresentado na tabela 16. A disposição dos conectores para cada caso é detalhada no Apêndice A.

Tabela 16 – Número de conectores por perfil

Vão	Nº de conectores
10m	72
9m	70
8m	56
7m	56
6m	30
5m	25
4m	20
3m	15
2m	10

(fonte: elaborada pela autora)

## 6.4 ANÁLISE AO LONGO DO TEMPO POR ELEMENTOS FINITOS

Estruturas em vigas mistas de aço-concreto constituem um sistema complexo de modelar devido as suas características, tais como a flexibilidade na interface viga-laje, o comportamento dos conectores de cisalhamento, e o comportamento do concreto ao longo do tempo, fazendo com que ainda hoje existam incertezas no que se refere à predição do comportamento destas estruturas.

O concreto é um material com comportamento reológico, ou seja, a sua deformabilidade varia com o tempo. De acordo com Araujo (2003), as deformações diferidas do concreto são provenientes dos efeitos de fluência, que é o acréscimo contínuo de deformações mesmo sob um estado de tensões constante, e de retração, que é a redução de volume de material. Estes efeitos são influenciados por diversos fatores, como por exemplo, a duração do carregamento, a idade de aplicação das cargas, as condições climáticas do local e as propriedades dos materiais componentes do concreto.

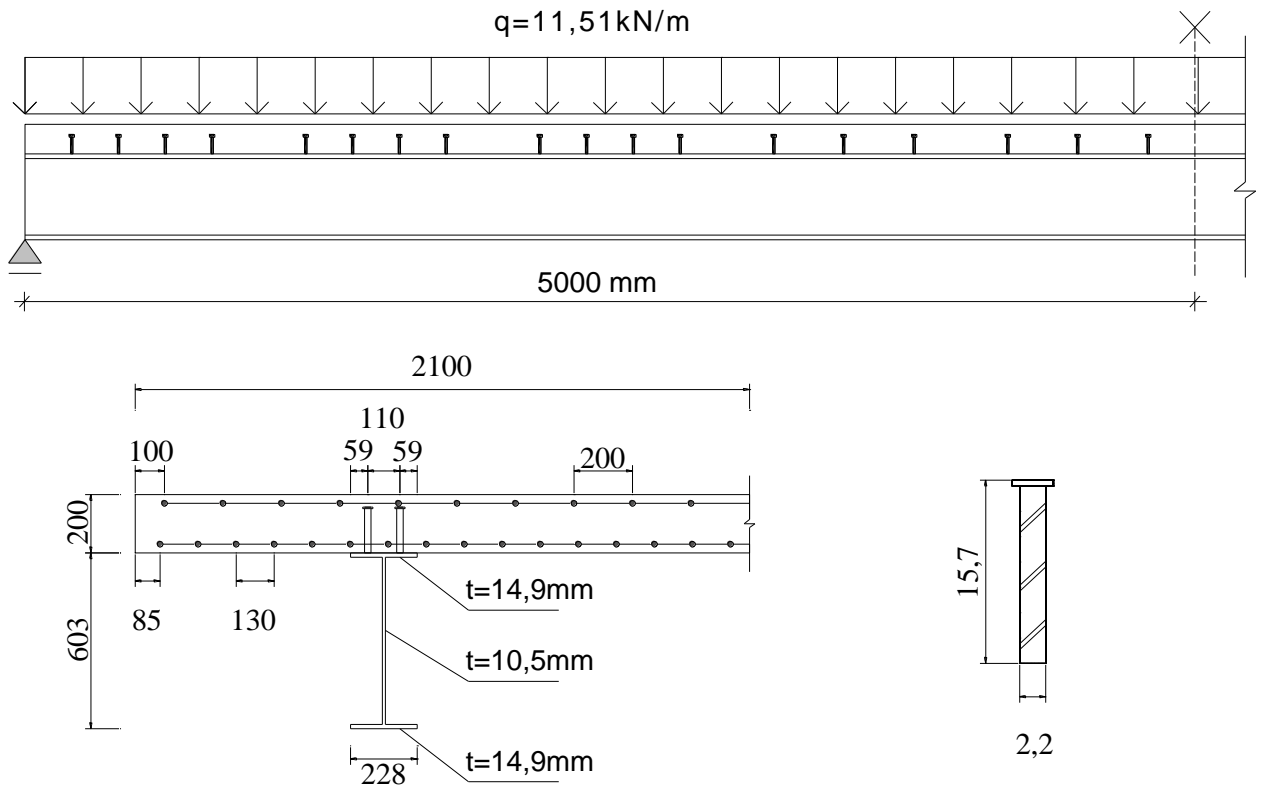
Os códigos de projeto atuais apresentam procedimentos focados na resposta instantânea do concreto e simplificados no referente ao comportamento ao longo do tempo, fazendo com que as deformações da estrutura não resultem maiores às esperadas. Logo, a análise detalhada desses efeitos é extremamente importante e necessária, pois os mesmos afetam a durabilidade, as condições de serviço, a integridade estrutural, a estética e a estabilidade da estrutura (Goel et al., 2007). Estas deformações ao longo do tempo podem atingir ordens de grandeza tão altas quanto as instantâneas.

Para o projeto em questão, optou-se por fazer a modelagem da estrutura num software de análise estrutural desenvolvido no centro de mecânica computacional (CEMACOM) da UFRGS. O software em questão foi desenvolvido por TAMAYO (2011), DIAS (2013) e AVILA (2016). O programa permite desenvolver uma análise focada nos efeitos de longa duração do concreto, oriundos da fluência e da retração.

Primeiramente, é necessário fornecer os dados correspondentes à geometria do problema, as condições de contorno, as cargas aplicadas, e as propriedades dos materiais, assim como as condições ambientais às quais estará sujeita a estrutura, para avaliar seu comportamento ao longo do tempo.

Modelou-se a viga de maior comprimento (10 metros). A laje de concreto tem 200 mm de espessura e a altura do perfil de aço é 603 mm. A ligação entre a laje e a viga foi feita com 36 conectores de cisalhamento, alocados ao longo da viga, em duas linhas. As condições de apoio, carregamento e geometria da viga modelada apresentam-se na figura 33.

Figura 34 – Condições de apoio, carregamento e geometria



(fonte: elaborada pela autora)

Empregou-se as propriedades dos materiais consideradas para o projeto da estrutura, conforme a tabela 17.

Tabela 17 – Propriedades dos materiais da viga mista

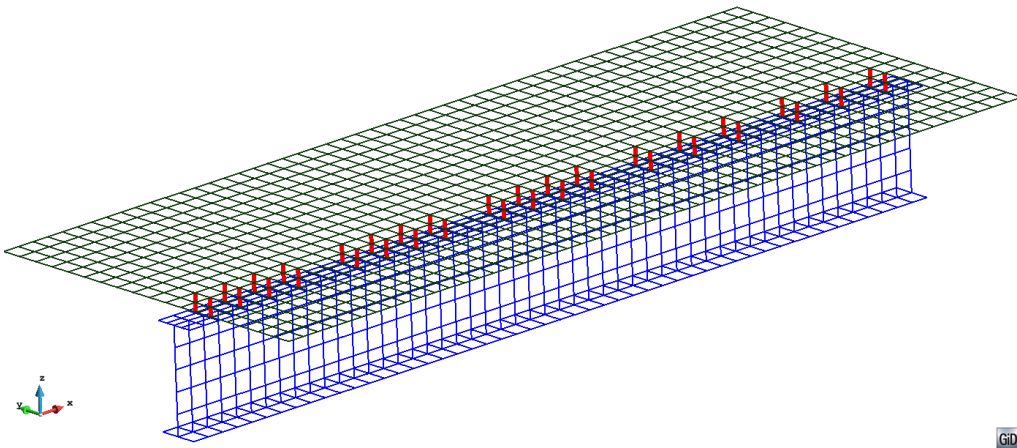
Material	Propriedades			
Aço Estrutural	Módulo de Elasticidade	E =	200000	MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	370	MPa
	Tensão Última	$f_y =$	500	MPa
	Coefficiente de Poisson	$\nu =$	0,3	
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25	%
Aço das Armaduras	Módulo de Elasticidade	E =	200000	MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	370	MPa
	Tensão Última	$f_u =$	500	MPa
	Coefficiente de Poisson	$\nu =$	0,3	
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25	%
Concreto	Resistência à Compressão	$f_{ck} =$	40,0	MPa
	Módulo de Elasticidade	$E_{28} =$	30105	MPa
	Resistência à Tração	$f_t =$	3,51	MPa
	Coefficiente de Poisson	$\nu =$	0,2	
	Deformação Última	$\epsilon_{u(-)} =$	4,5	%
Conector de Cisalhamento	Espaçamento	s =	200	mm
	Diâmetro x Altura	d x h	22,3 x 150,0	mm
	Número de Linhas	n =	2	
	Constante 1	a =	140	kN
	Constante 2	b =	2,5	mm <sup>-1</sup>

(fonte: elaborada pela autora)

Para a modelagem da estrutura, foi aplicado o critério de simetria tanto no sentido longitudinal quanto transversal. Empregou-se para a malha de elementos finitos: 550 elementos para representar a viga de aço (50 divisões no sentido longitudinal), 900 para a laje de concreto (50 divisões no sentido longitudinal) e 36 para os conectores de cisalhamento (18 pares), conforme a figura 34. Para representar a laje, foram empregadas 10 camadas de concreto, cada uma com 20 mm de espessura, e 4 camadas de aço para representar a armadura, conforme a figura 35. Sendo que  $\theta = 0^\circ$  refere-se à armadura longitudinal e  $\theta = 90^\circ$  à armadura transversal, e a posição normalizada está compreendida dentro de um intervalo entre -1 e 1. No lado esquerdo dessa figura encontra-se a posição real da armadura. A espessura da camada relativa à armadura é obtida a partir da área total das barras dividida pela largura da seção correspondente.



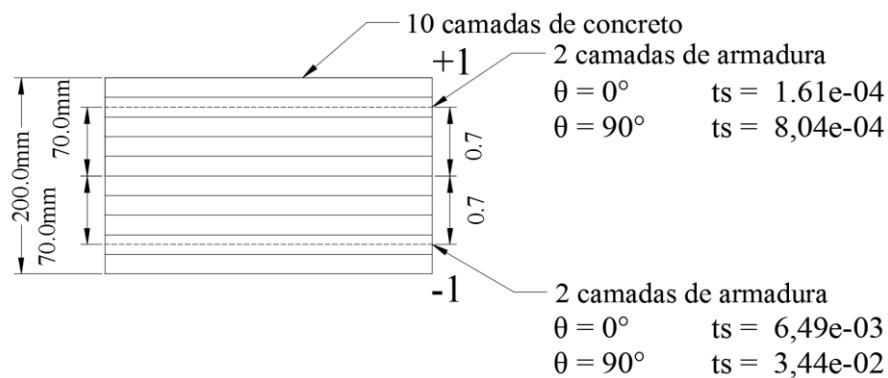
Figura 35 – Malha de elementos finitos



GID

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 36 – Camadas da laje de concreto



(fonte: elaborada pela autora)

O peso próprio da viga de aço foi aplicado como carga pontual nos nós centrais da alma do perfil, 51 nós no total no sentido longitudinal da estrutura. O peso próprio da laje foi aplicado como uma carga de pressão sob toda laje. O modelo empregado para a predição dos fenômenos de fluência e retração é o ACI 209R-92. A idade de aplicação do carregamento é 28 dias e a análise se estende durante 10950 dias em total (30 anos). Para a predição da deformação por retração e o coeficiente de fluência, adotou-se o uso de um cimento de endurecimento normal (Tipo I), uma temperatura de 20 °C, um tempo de cura de 28 dias, e uma umidade relativa de 50%. Um resumo das propriedades utilizadas encontra-se na tabela 18.

Tabela 18 – Propriedades para análise diferida no tempo

<b>Método de cura</b>	Vapor
<b>Tempo de cura</b>	28 dias
<b>Tempo de aplicação do carregamento</b>	28 dias
<b>Tempo total de análise</b>	10950 dias
<b>Tipo de cimento</b>	1
<b>Temperatura</b>	20 °C
<b>Umidade relativa</b>	50%

(fonte: elaborada pela autora)

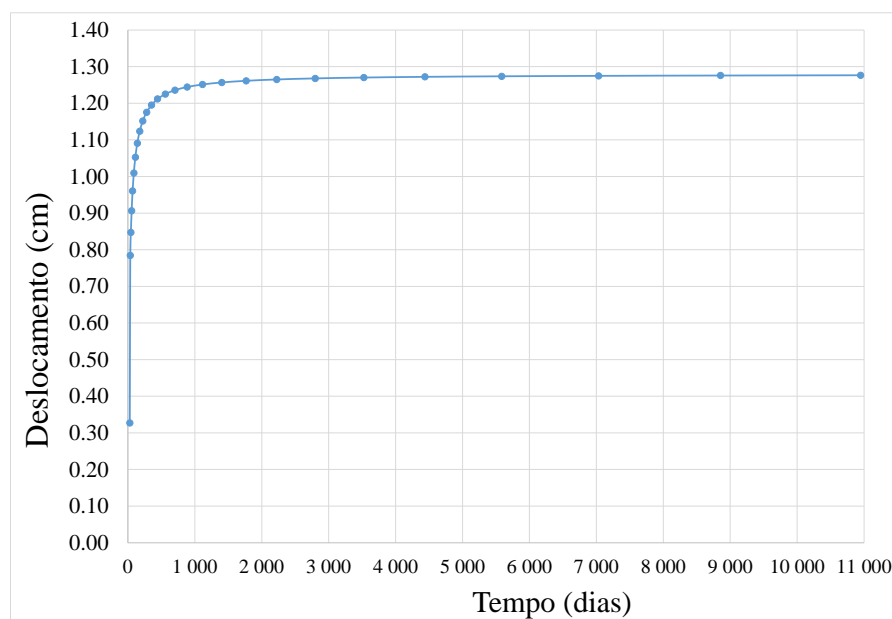
A figura 36 apresenta os deslocamentos obtidos da análise ao longo do tempo, sendo que o deslocamento inicial no meio do vão é de 0,33 cm. O deslocamento se incrementa consideravelmente até a idade de 1000 dias, após disso permanece quase constante. Na tabela 19 estão os deslocamentos obtidos através do cálculo simplificado de norma e por elementos finitos.

Tabela 19 – Deslocamentos obtidos por cálculo simplificado e por elementos finitos

	<b>Cálculo simplificado</b>	<b>Modelo de elementos finitos</b>
<b>Deslocamento t=28 dias (cm)</b>	0,28	0,33
<b>Deslocamento t= 10950 dias (cm)</b>	0,36	1,28

(fonte: elaborada pela autora)

Figura 37 – Deslocamentos ao longo do tempo por elementos finitos



(fonte: elaborada pela autora)

Com relação ao deslocamento inicial, não há grandes diferenças entre o obtido através de cálculos recomendados por normas e por elementos finitos. Porém, os deslocamentos apresentados para um tempo muito maior, considerado infinito, percebe-se que o projeto fica subdimensionado quando considerada apenas a abordagem simples.

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho de conclusão de curso teve como objetivo a aplicação e ampliação dos conhecimentos adquiridos durante a graduação em Engenharia Civil. Os conhecimentos foram aplicados no desenvolvimento de um projeto necessário para a atual situação da infraestrutura do País, onde ainda existe uma grande quantidade de pontilhões de madeira, principalmente em estradas secundárias e propriedades rurais. Essas estruturas, além de estarem em situações precárias, muitas vezes não são corretamente dimensionadas, podendo causar graves acidentes.

Dentro deste cenário, é de extrema importância o desenvolvimento de um projeto que substitua essas estruturas. O projeto desenvolvido apresentou uma solução avançada tecnologicamente, que busca um melhor aproveitamento dos materiais, além de apresentar um tempo de execução reduzido, fator extremamente importante na construção de pontes.

O dimensionamento consistiu apenas na superestrutura do pontilhão, sendo ainda necessária a verificação dos encontros e apoios, bem como a infraestrutura da obra. Para isso, há a necessidade de um projeto bem feito, para que não haja problemas futuros e para que a estrutura funcione corretamente como um todo.

Neste trabalho, foram apresentadas as etapas e verificações necessárias para o dimensionamento de vigas mistas, seguindo as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnica e, em certos momentos, através de sugestões de profissionais experientes. A partir disso, pôde-se alcançar o objetivo inicial do trabalho.

A estrutura foi dimensionada para os estados limites último e de serviço, porém, quando se trata de pontes, o estudo da fadiga é bastante importante. Este efeito se deve a variações cíclicas de tensões devido à passagem do tráfego de veículos. Sendo assim, sugere-se este assunto para trabalhos posteriores.

## REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S.; MALITE, M. **Comportamento estrutural e dimensionamento de elementos mistos aço-concreto**. Publicação Interna: Cadernos de Engenharia de Estruturas. Vol. 7, n. 25, p. 51- 84. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

ANSYS INCORPORATION. ANSYS, version 14.5. Canonsburg (USA), 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988. Errata em 1990.

\_\_\_\_\_. **NBR 7187**: projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b, revisão 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 9062**: projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **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.

BORSATTI, D. S. **Subsídios para o diagnóstico das patologias de pontes de madeira do município de Ampére – PR**. 2013. 93 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Pato Branco, 2013.

Disponível em:

<[http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/862/1/PB\\_COECI\\_2012\\_2\\_08.pdf](http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/862/1/PB_COECI_2012_2_08.pdf)>.

Acesso em: 04 out. 2015.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de projeto de obras-de-arte especiais**. Rio de Janeiro, 1996.

Disponível em:

<[http://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual%20de%20Projeto%20de%20Obras-de-Arte%20Especiais.pdf](http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual%20de%20Projeto%20de%20Obras-de-Arte%20Especiais.pdf)>. Acesso em: 12 nov. 2015.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 5400** – steel, concrete and composite bridges – part 2: specification for loads. London, 1978.

CARDOSO, D. C. T. **Soluções em vigas mistas aço-concreto para o projeto da superestrutura de pontes rodoviárias**. 2006. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. Disponível em:  
< <http://monografias.poli.ufrj.br/monografias/monopoli10004260.pdf>>. Acesso em: 04 out. 2015.

**CAMINHÃO tomba e destrói ponte de madeira no bairro Vila Nova, em Blumenau**. 2015. Disponível em:  
< <http://www.radionereuramos.com.br/caminhao-tomba-e-destroi-pontilhao-de-madeira-no-bairro-vila-nova/>>. Acesso em: 17 mai. 2016.

DIAS, M. M. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: efeitos de longa duração**. 2013. 177 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Disponível em:  
<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/77726/000894287.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 15 mai. 2016.

**EM ALVORADA DO OESTE, ponte quebra e deixa motorista ferido**. 2014. Disponível em:  
< <http://www.naestrado.com.br/2014/06/em-alvorada-do-oeste-ponte-quebra-e.html>>. Acesso em: 17 mai. 2016.

FERRAZ, A. M. S. **Dimensionamento ótimo de pontes mistas rodoviárias de pequeno vão**. 2009. 108 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2009. Disponível em:  
< <https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/60103/2/Texto%20integral.pdf> >. Acesso em: 03 set. 2015.

KLINSKY, G. E. R. G. **Uma contribuição ao estudo das pontes em vigas mistas**. 1999. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em:  
<[http://web.set.esc.usp.br/static/data/producao/1999ME\\_GelafitoEduardoReneGuttierrezKliNSKY.pdf](http://web.set.esc.usp.br/static/data/producao/1999ME_GelafitoEduardoReneGuttierrezKliNSKY.pdf)>. Acesso em: 03 set. 2015.

LINHARES, B. T. **Análise de Pontes em Estruturas Mistas de Aço-Concreto de Seção Caixa com Protensão Externa**. 2015. 186 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015. Disponível em:  
< <https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/118891/000969044.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 03 mai. 2016.

MARCHETTI, O. **Pontes de Concreto Armado**. 1. ed. (3 reimpr.) São Paulo: Blucher, 2007 (reimpr. 2013).

MASON, J. **Ponte metálicas e mistas em viga reta: projeto e cálculo**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1976.

MELO, C. E. M. **Manual Munte de projetos pré-fabricados de concreto**. 2 ed. São Paulo: PINI, 2007.

MORENO, A. J. C. **Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para os efeitos de longa duração e protensão interna**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

MOŽE, P. **Lecture 10.1: Composite Construction – General**. Liubliana, Eslovênia, 2000. Disponível em: < <http://www.fgg.uni-lj.si/~pmoze/esdep/master/wg10/10100.htm>>. Acesso em 05 jun. 2016.

MORSCH, I. B.; TEIXEIRA, F. G.; MASUERO, J. R. **CENTAURUS: Um Sistema Computacional para Análise Estrutural por Elementos Finitos**. In: XV CILAMCE, 1994, Belo Horizonte. XV CILAMCE, 1994. p. 424-432.

NAWAZ, R. **Equivalent uniform moment factor for lateral torsional buckling of steel beams**. (Master of Engineering in Structural Engineering) – University of Alberta, Edmonton, 2009. Disponível em: <<https://era.library.ualberta.ca/downloads/nz806032q>>

PFEIL, W. **Pontes: curso básico: projeto, construção e manutenção**. Rio de Janeiro: Campus, 1983.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático**. 8 ed. (1 reimpr.) Rio de Janeiro: LTC, 2009 (reimpr. 2010).

PINHO, F. O.; BELLEI, I. H. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: IBS/CBCA, 2007.

**PONTE de madeira entre as maiores do mundo foi projeto de vereador**. 2014. Disponível em: < <http://manancialdecarajas.blogspot.com.br/2014/03/historia.html>>. Acesso em: 17 mai. 2016.

**PREFEITURA de Jaraguá do Sul instala desvio para a Ponte da Trindade**. 2014. Disponível em: < <http://ndonline.com.br/joinville/noticias/193723-prefeitura-de-jaragua-do-sul-instala-desvio-para-a-ponte-da-trindade.html>>. Acesso em: 17 mai. 2016.

SCHMITZ, R. J. **Estruturas mistas: projeto de uma ponte**. 2014. 148f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

SHIM, C. S.; CHUNG, C. H.; KIM, I. K.; KIM, Y. J. Innovative Prefabricated Composite Bridges. **Structural Engineering International: International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)**, Zurich, v. 20, n. 2, p. 126-133, May 2010.

SILVA RADAR. **Caminhão munck**. Disponível em: < <http://www.silvaradar.com.br/caminhao-munck>>. Acesso em 27 mai. 2016.

SINAPI – Índices da Construção Civil. Disponível em:

<<http://www.caixa.gov.br/poder-publico/apoio-poder-publico/sinapi/Paginas/default.aspx>>  
Acesso em 15 mai. 2016.

STUCCHI, F. R. **Pontes e grandes estruturas**. São Paulo, 2006. Apostila da disciplina de Pontes e Grandes Estruturas da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Disponível em:

< <http://www.lem.ep.usp.br/PEF2404/Apostila%20Super.pdf>>. Acesso em 02 set. 2014.

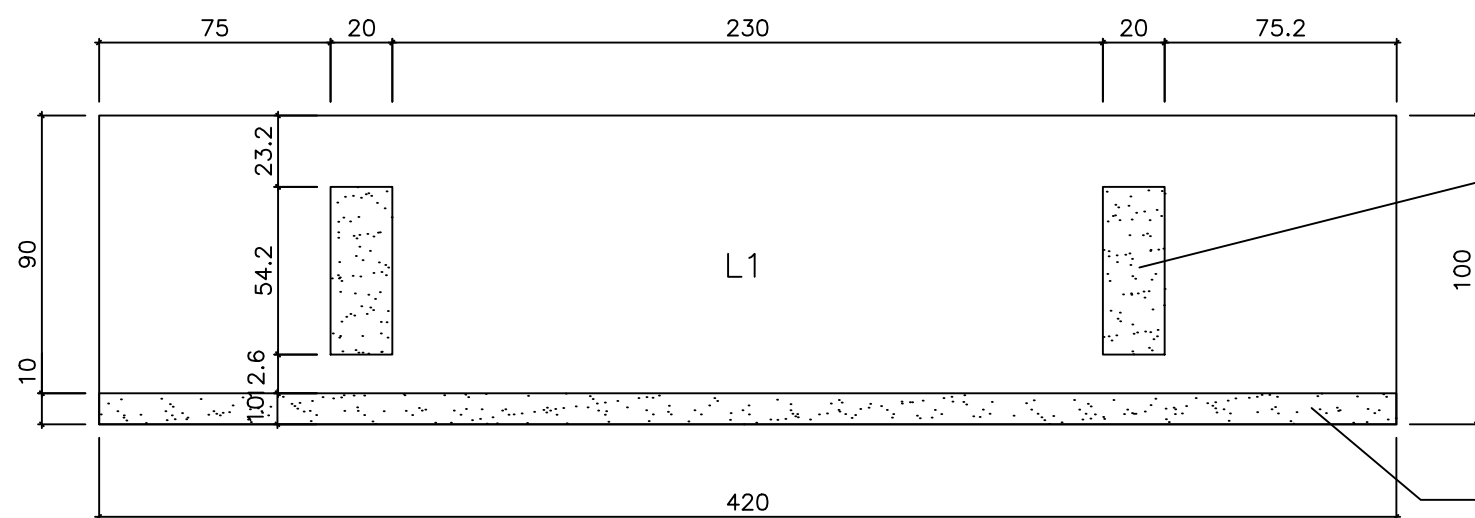
TAMAYO, J. L. P. *Análise Numérica de Vigas Mistas pelo Método dos Elementos Finitos*. 2011. (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.



## **APÊNDICE A – Plantas**

GEOMETRIA LAJE L1

ESC.: 1:25



FUROS PARA CONECTORES  
PREENCHIDOS IN LOCO  
COM CONCRETO

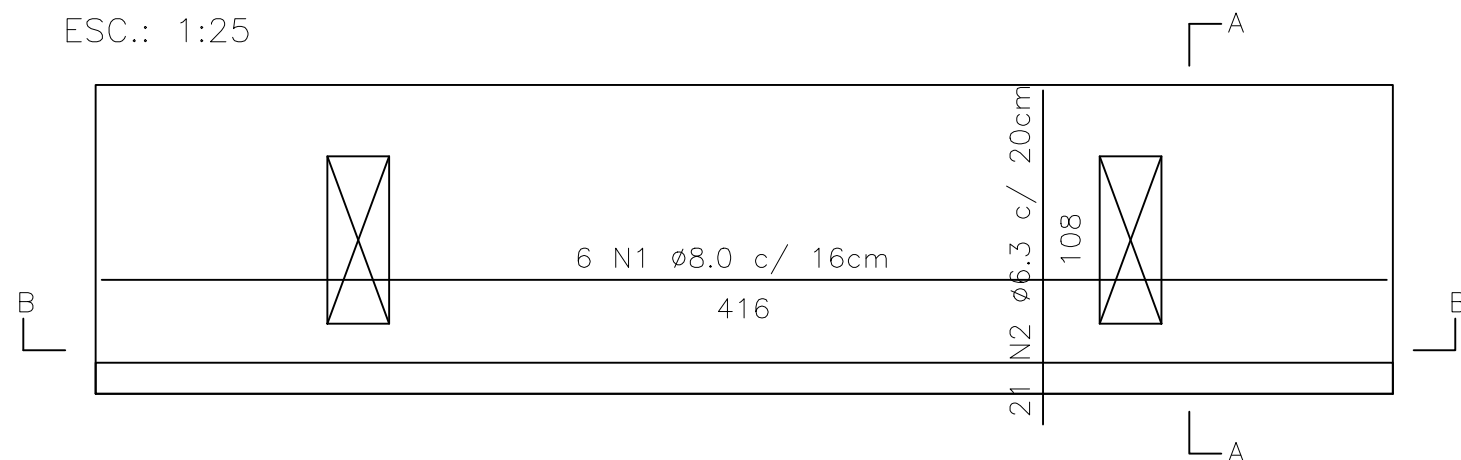
PREENCHIDO IN LOCO  
COM CONCRETO

RESUMO DO AÇO  
Quantidade de armadura por módulo (1m)

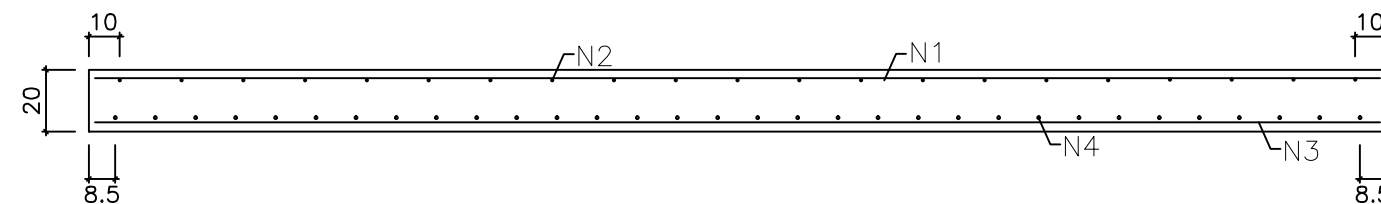
Barra	Qtd.	Ø (mm)	L unit. (cm)	L total (m)	Peso (kg)
N1	6	8.0	416	24,96	9,86
N2	21	6.3	108	22,68	5,56
N3	10	20.0	416	41,60	102,59
N4	32	10.0	108	34,56	21,32

ARMADURA SUPERIOR L1

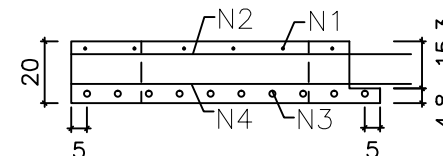
ESC.: 1:25



CORTE BB  
ESC.: 1:25

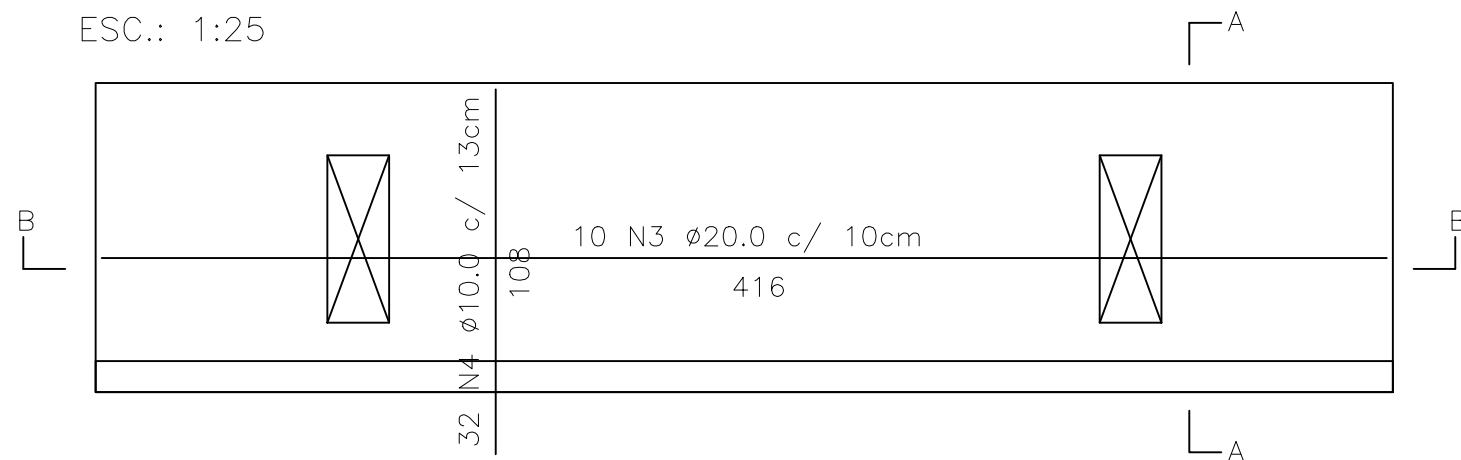


CORTE AA  
ESC.: 1:25



ARMADURA INFERIOR L1

ESC.: 1:25



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- CONCRETO  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: Superior = 3,0 cm  
Inferior = 2,0 cm

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA:

Luísa Rossini Machado

ORIENTADOR:

Inácio Benvegno Morsch

DESENHO:

Geometria e armadura das peças pré-fabricadas

PLANTA:

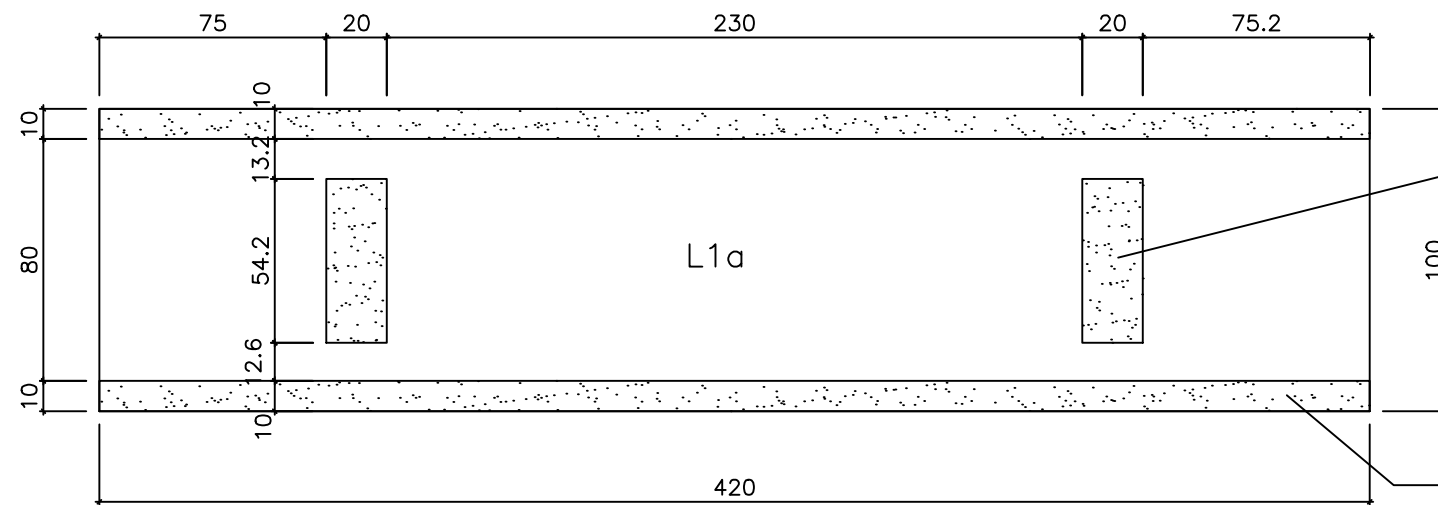
A1

ESCALA:

Indicada

GEOMETRIA LAJE L1a

ESC.: 1:25

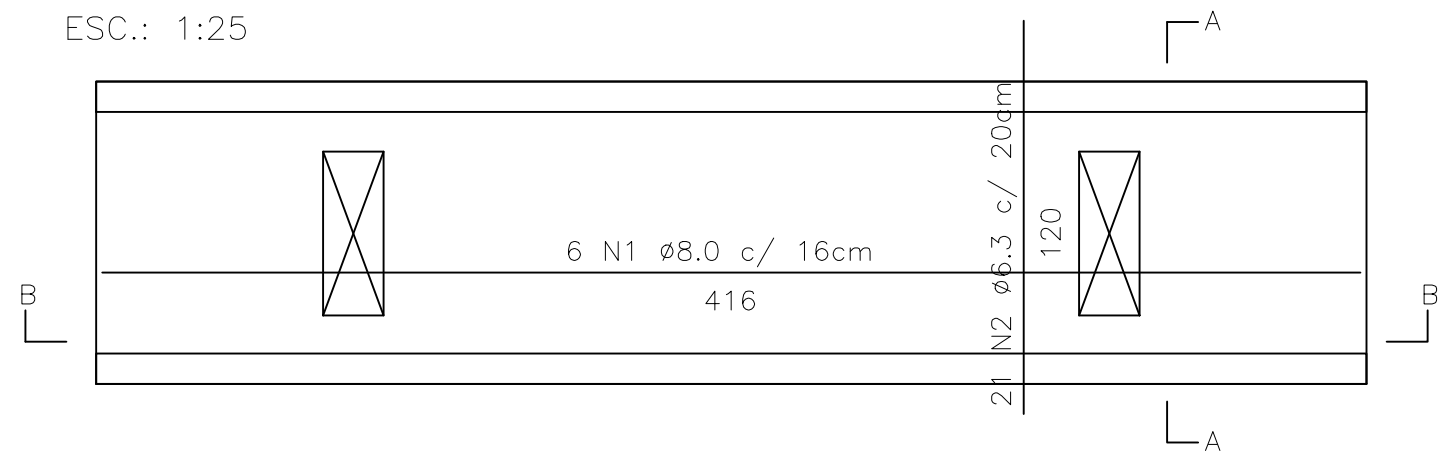


RESUMO DO AÇO  
Quantidade de armadura por módulo (1m)

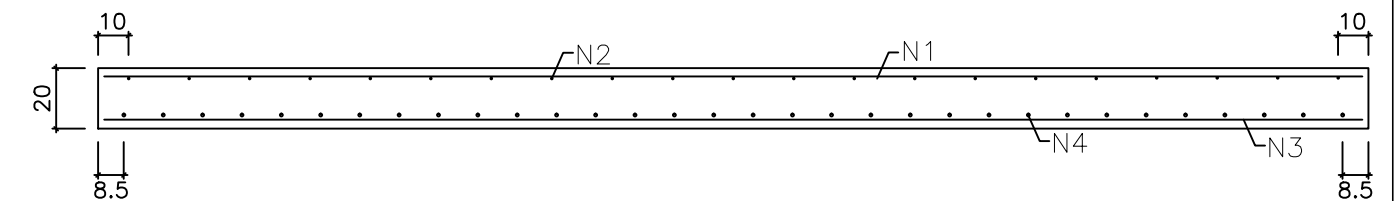
Barra	Qty.	φ (mm)	L unit. (cm)	L total (m)	Peso (kg)
N1	6	8.0	416	24,96	9,86
N2	21	6.3	120	22,68	6,17
N3	10	20.0	416	41,60	102,59
N4	32	10.0	120	34,56	23,69

ARMADURA SUPERIOR L1a

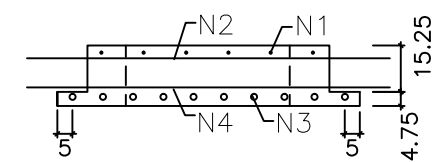
ESC.: 1:25



CORTE BB  
ESC.: 1:25

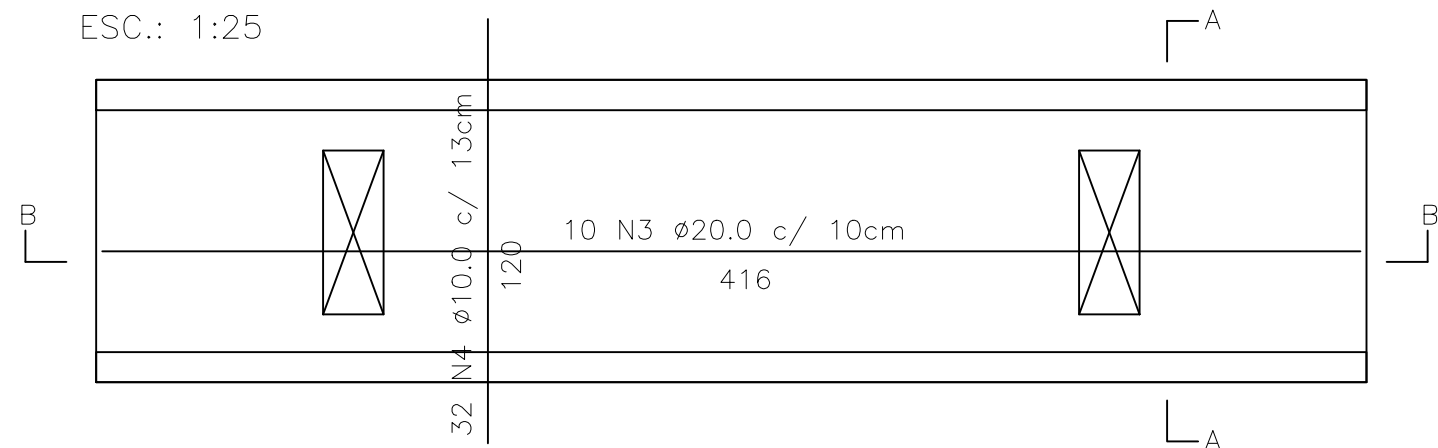


CORTE AA  
ESC.: 1:25



ARMADURA INFERIOR L1a

ESC.: 1:25



NOTAS:

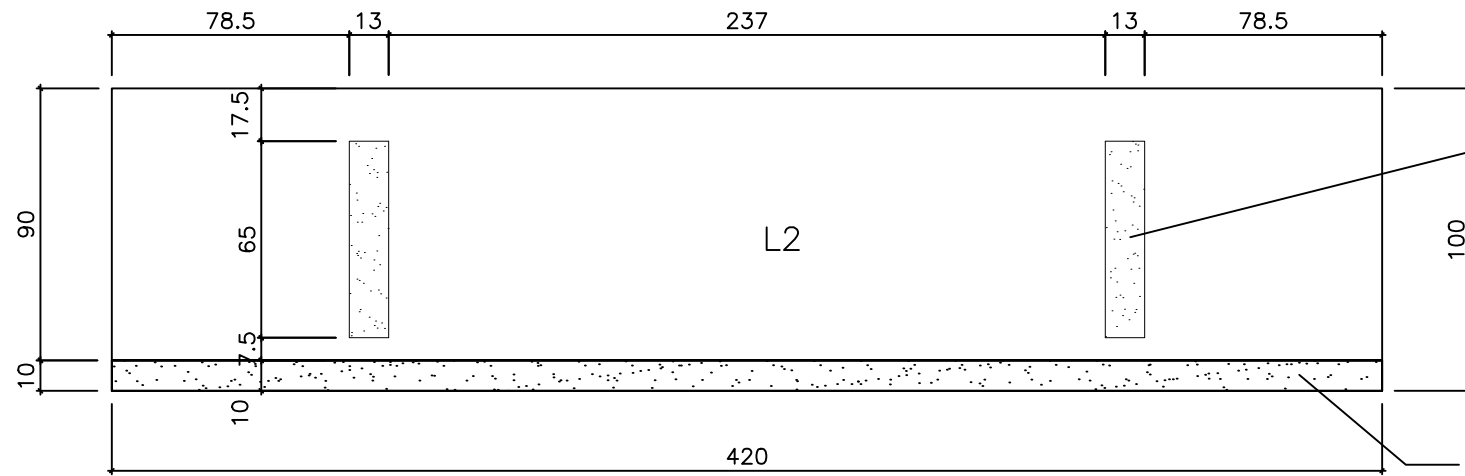
- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- CONCRETO  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: Superior = 3,0 cm  
Inferior = 2,0 cm

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA: Luísa Rossini Machado		PLANTA: A2
ORIENTADOR: Inácio Benvegno Morsch		ESCALA: Indicada
DESENHO: Geometria e armadura das peças pré-fabricadas		

GEOMETRIA LAJE L2

ESC.: 1:25



FUROS PARA CONECTORES  
PREENCHIDOS IN LOCO  
COM CONCRETO

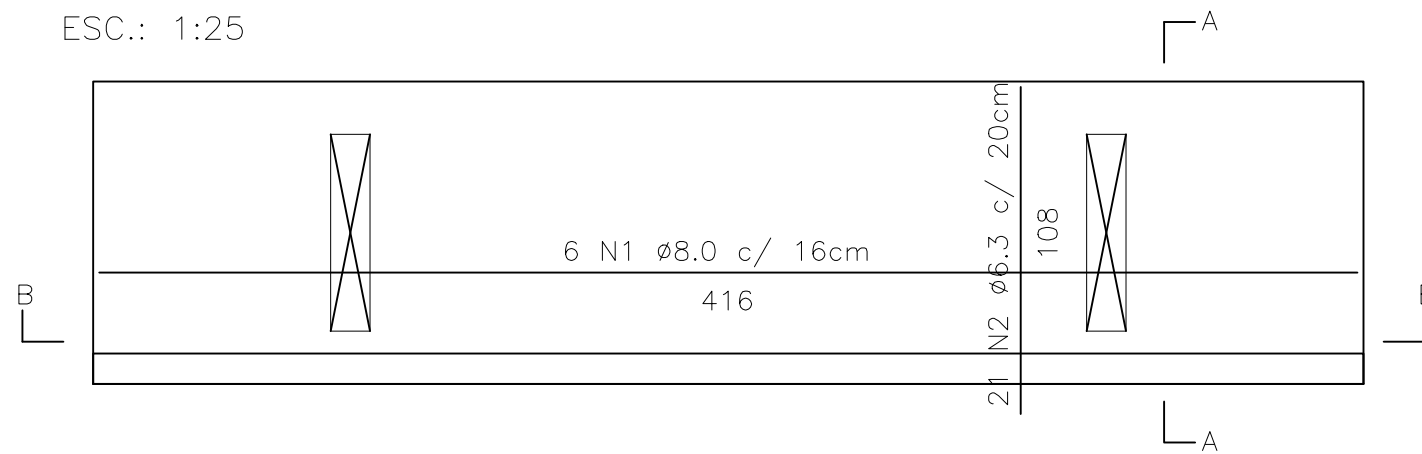
PREENCHIDO IN LOCO  
COM CONCRETO

RESUMO DO AÇO  
Quantidade de armadura por módulo (1m)

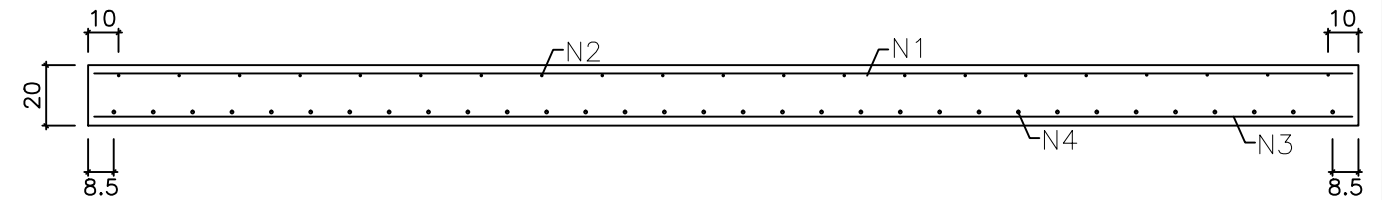
Barra	Qty.	Ø (mm)	L unit. (cm)	L total (m)	Peso (kg)
N1	6	8.0	416	24,96	9,86
N2	21	6.3	108	22,68	5,56
N3	10	20.0	416	41,60	102,59
N4	32	10.0	108	34,56	21,32

ARMADURA SUPERIOR L2

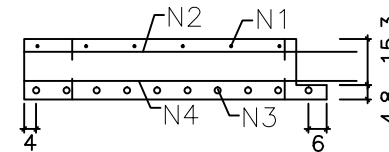
ESC.: 1:25



CORTE BB  
ESC.: 1:25

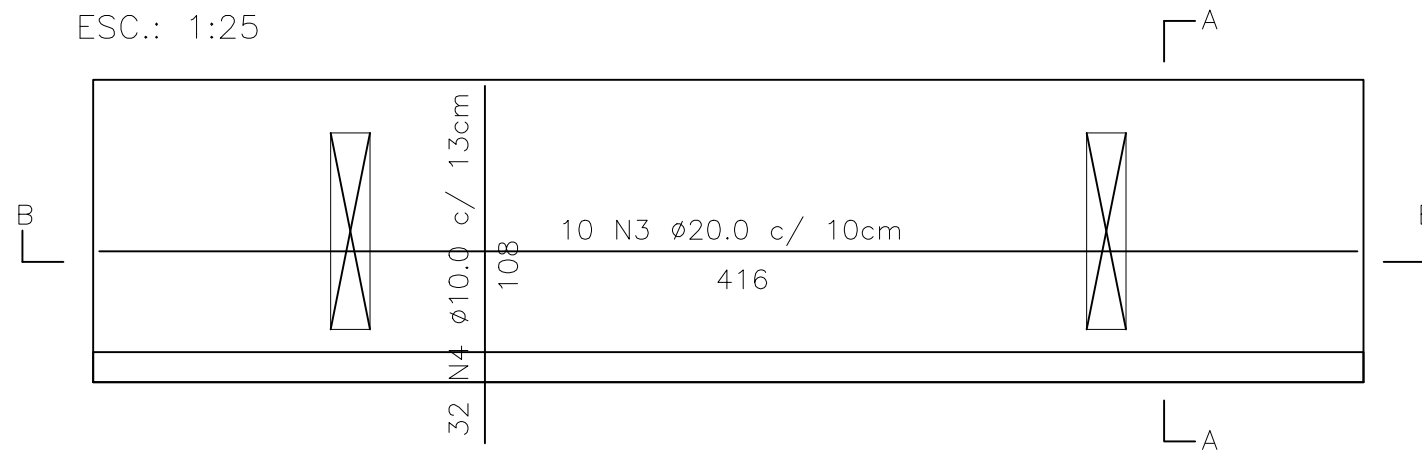


CORTE AA  
ESC.: 1:25



ARMADURA INFERIOR L2

ESC.: 1:25



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- CONCRETO  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: Superior = 3,0 cm  
Inferior = 2,0 cm

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA:  
Luísa Rossini Machado

ORIENTADOR:  
Inácio Benvegno Morsch

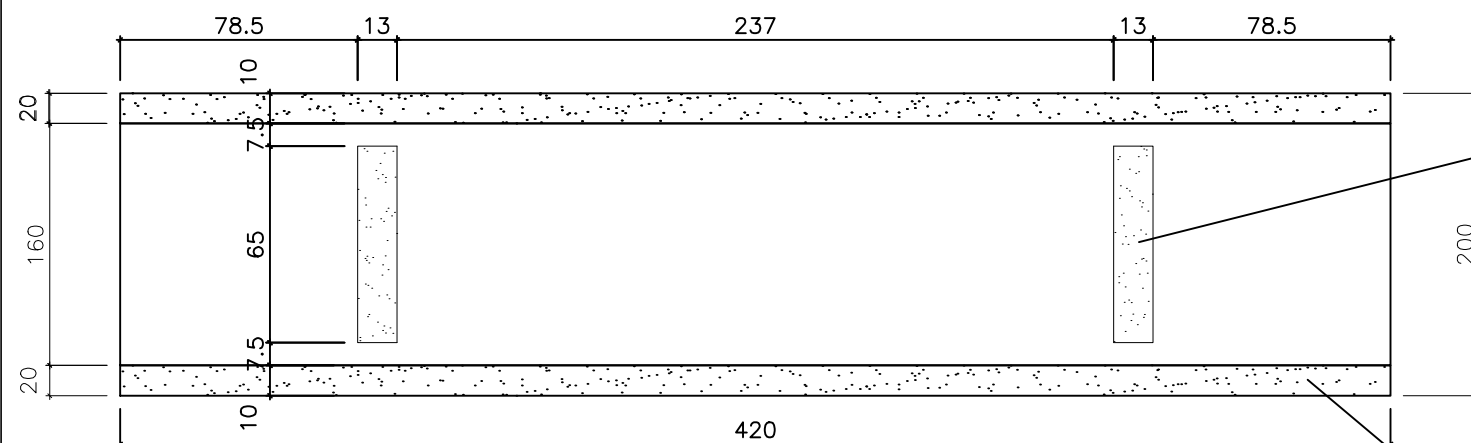
DESENHO:  
Geometria e armadura das peças pré-fabricadas

PLANTA:  
A3

ESCALA:  
Indicada

GEOMETRIA LAJE L2a

ESC.: 1:25



FUROS PARA CONECTORES  
PREENCHIDOS IN LOCO  
COM CONCRETO

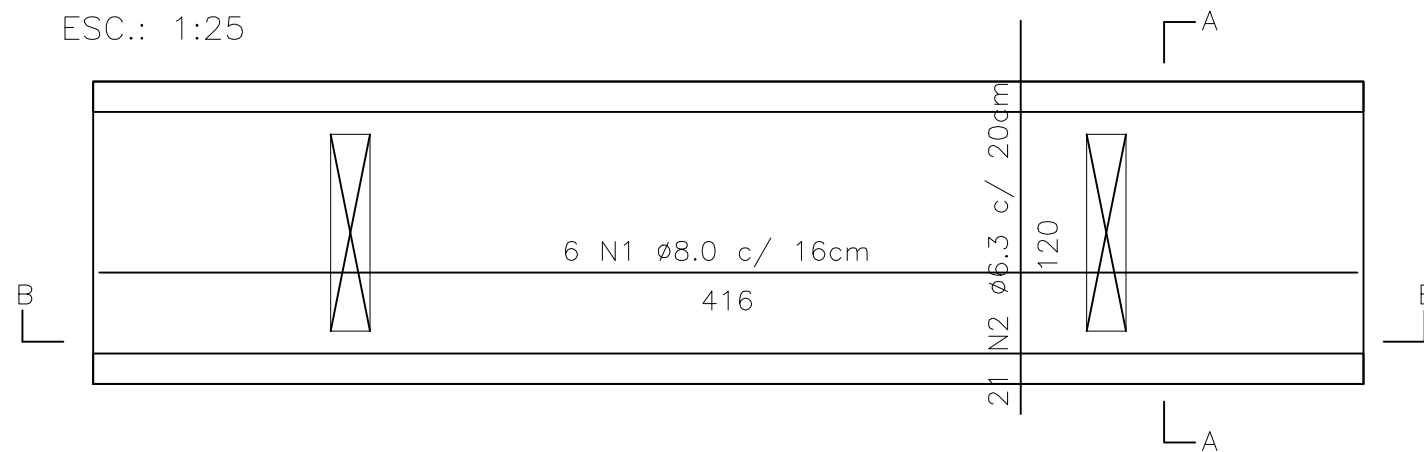
PREENCHIDO IN LOCO  
COM CONCRETO

RESUMO DO AÇO  
Quantidade de armadura por módulo (1m)

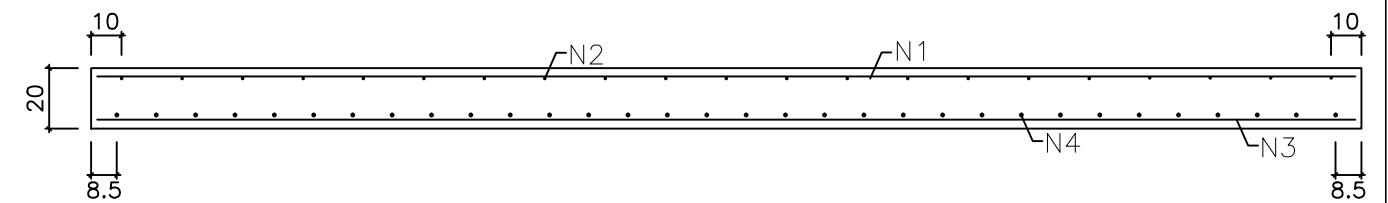
Barra	Qtd.	Ø (mm)	L unit. (cm)	L total (m)	Peso (kg)
N1	6	8.0	416	24,96	9,86
N2	21	6.3	120	22,68	6,17
N3	10	20.0	416	41,60	102,59
N4	32	10.0	120	34,56	23,69

ARMADURA SUPERIOR L2a

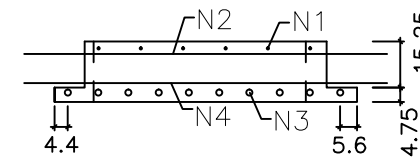
ESC.: 1:25



CORTE BB  
ESC.: 1:25

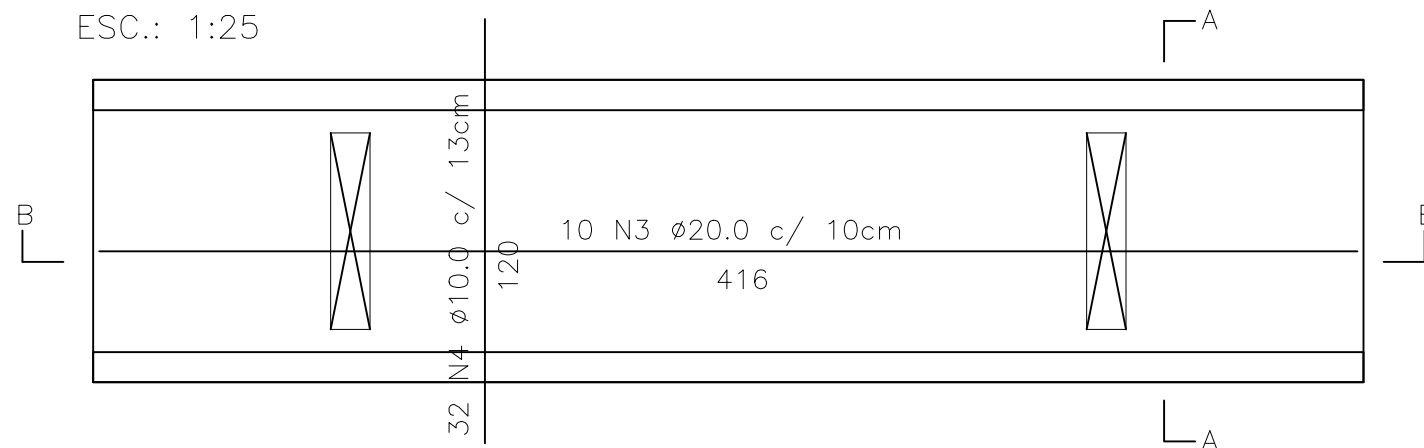


CORTE AA  
ESC.: 1:25



ARMADURA INFERIOR L2a

ESC.: 1:25



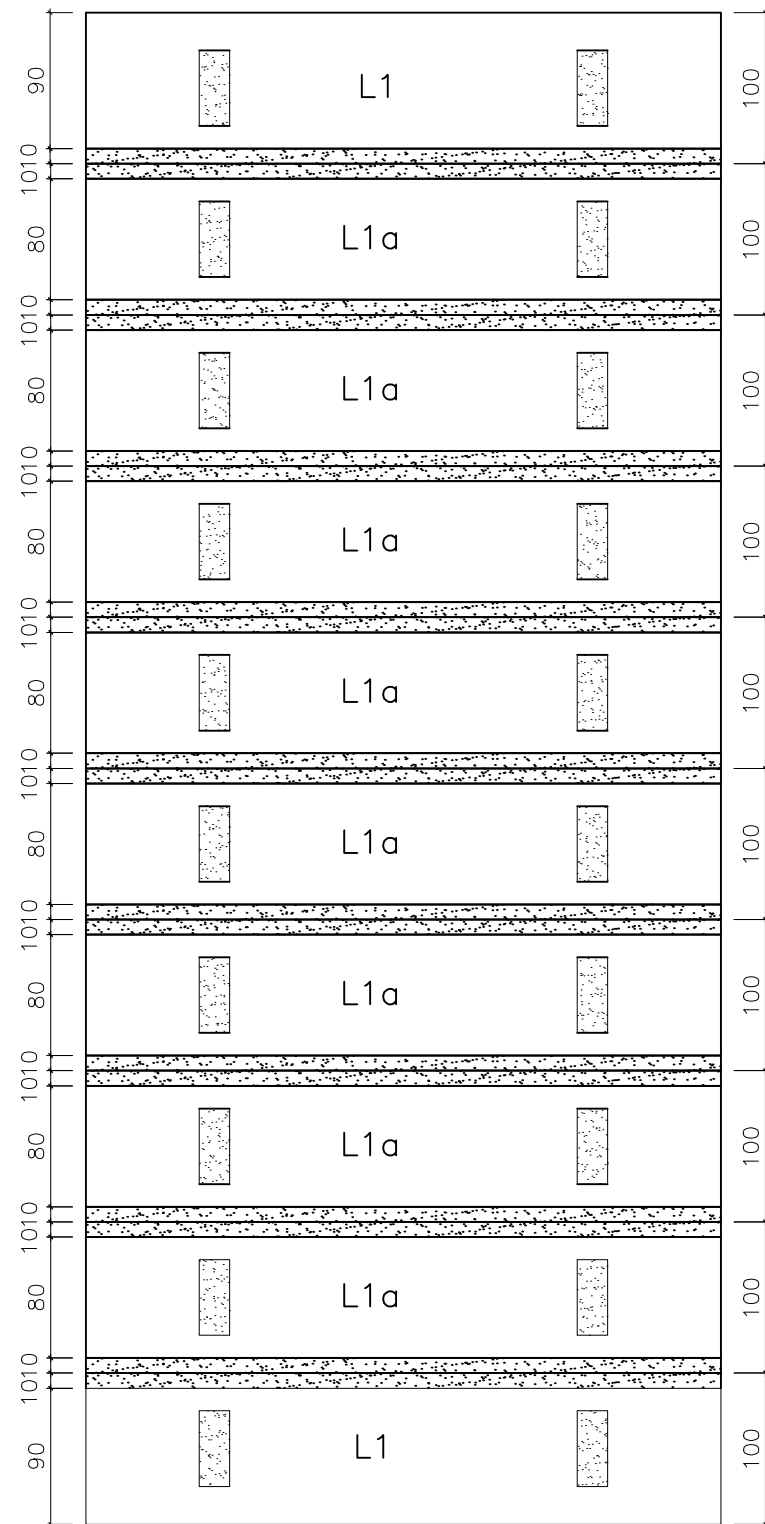
NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- CONCRETO  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS: Superior = 3,0 cm  
Inferior = 2,0 cm

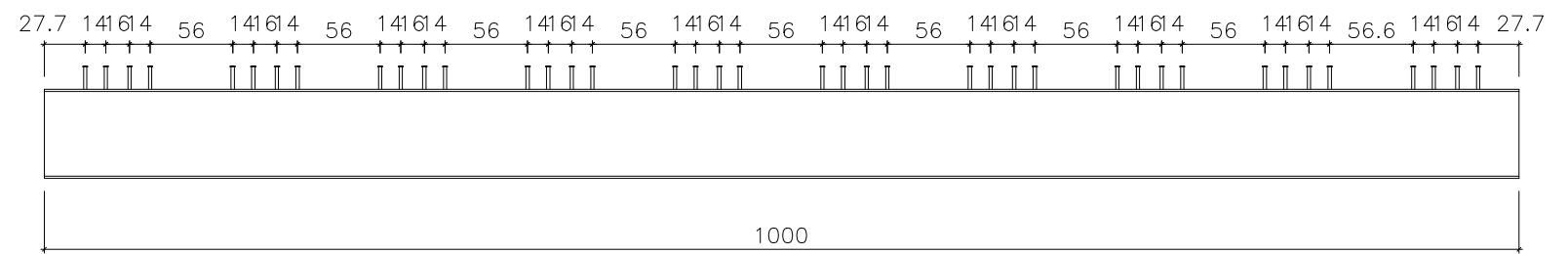
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA: Luísa Rossini Machado		PLANTA: A4
ORIENTADOR: Inácio Benvegno Morsch		ESCALA: Indicada
DESENHO: Geometria e armadura das peças pré-fabricadas		

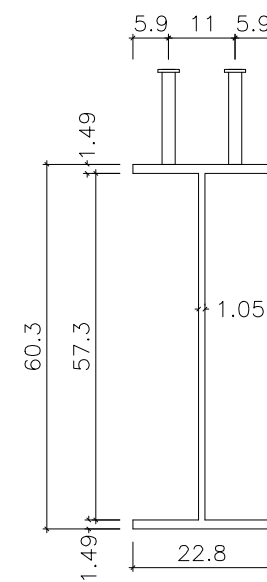
PLANTA DE FORMA (10 m)  
ESC.: 1:50



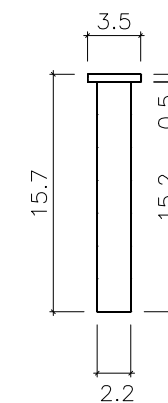
VISTA LATERAL  
ESC.: 1:50



DETALHE DA VIGA W610 x 101,0 (10m)  
ESC.: 1:12.5



CONECTOR  
ESC.: 1:5



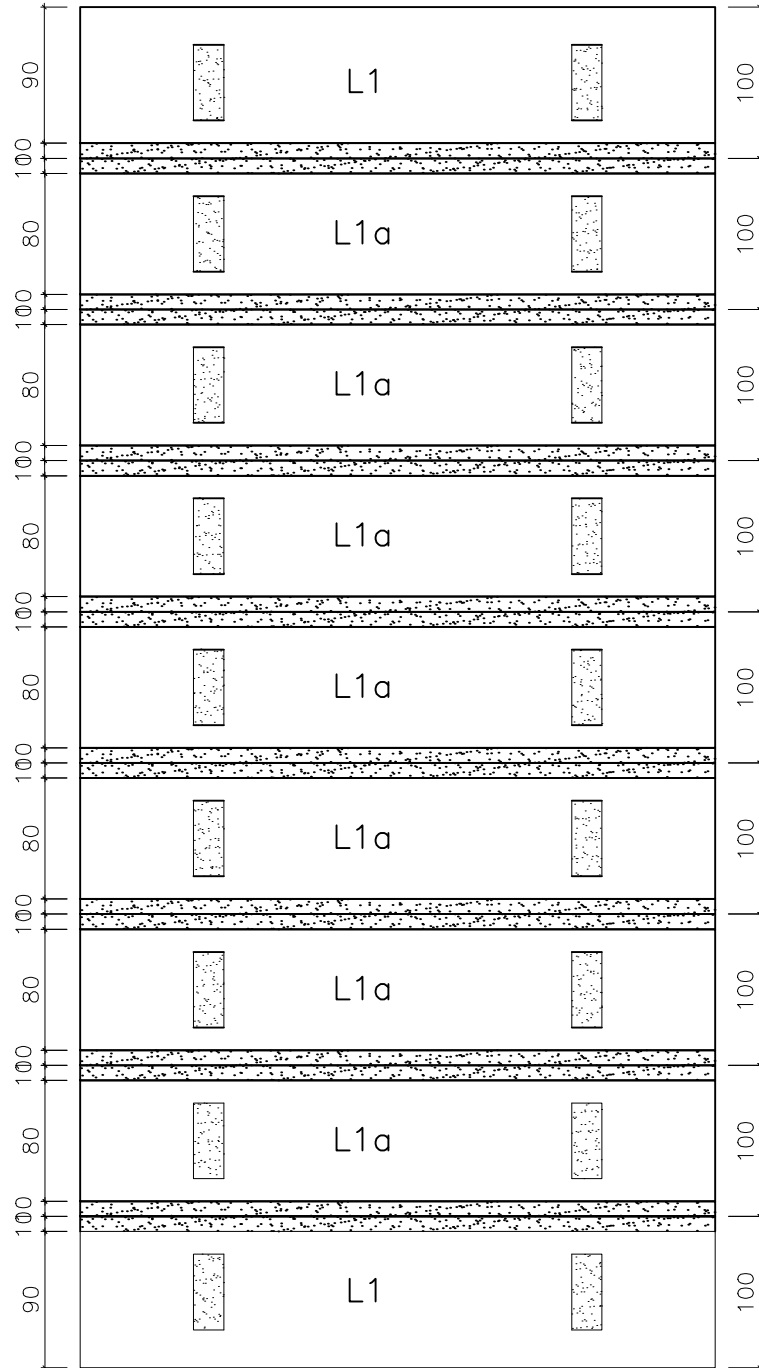
NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- AÇO DAS VIGAS: COR 500
- AS ARMADURAS ENTRE AS PEÇAS DEVEM SER SOLDADAS PARA GARANTIR O TRASPASSE

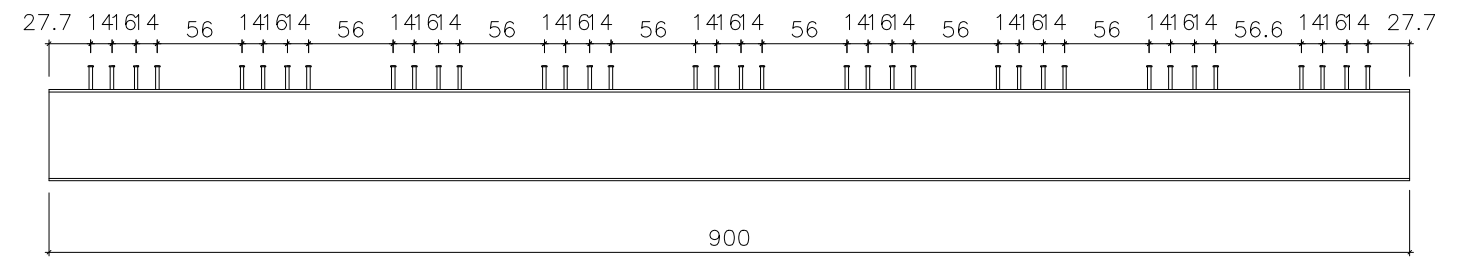
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA: Luísa Rossini Machado		PLANTA: A5
ORIENTADOR: Inácio Benvegnu Morsch		ESCALA: Indicada
DESENHO: Montagem e detalhe das vigas - 10m		

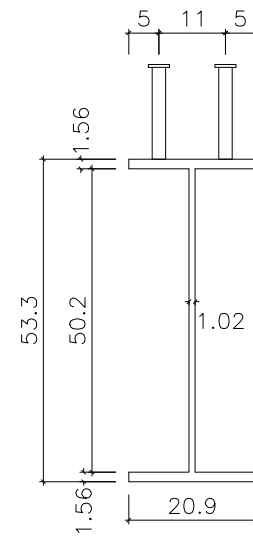
PLANTA DE FORMA (9 m)  
ESC.: 1:50



VISTA LATERAL  
ESC.: 1:50



DETALHE DA VIGA W530 x 92,0 (9m)  
ESC.: 1:12.5



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- AÇO DAS VIGAS: COR 500
- AS ARMADURAS ENTRE AS PEÇAS DEVEM SER SOLDADAS PARA GARANTIR O TRASPASSE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA:  
Luísa Rossini Machado

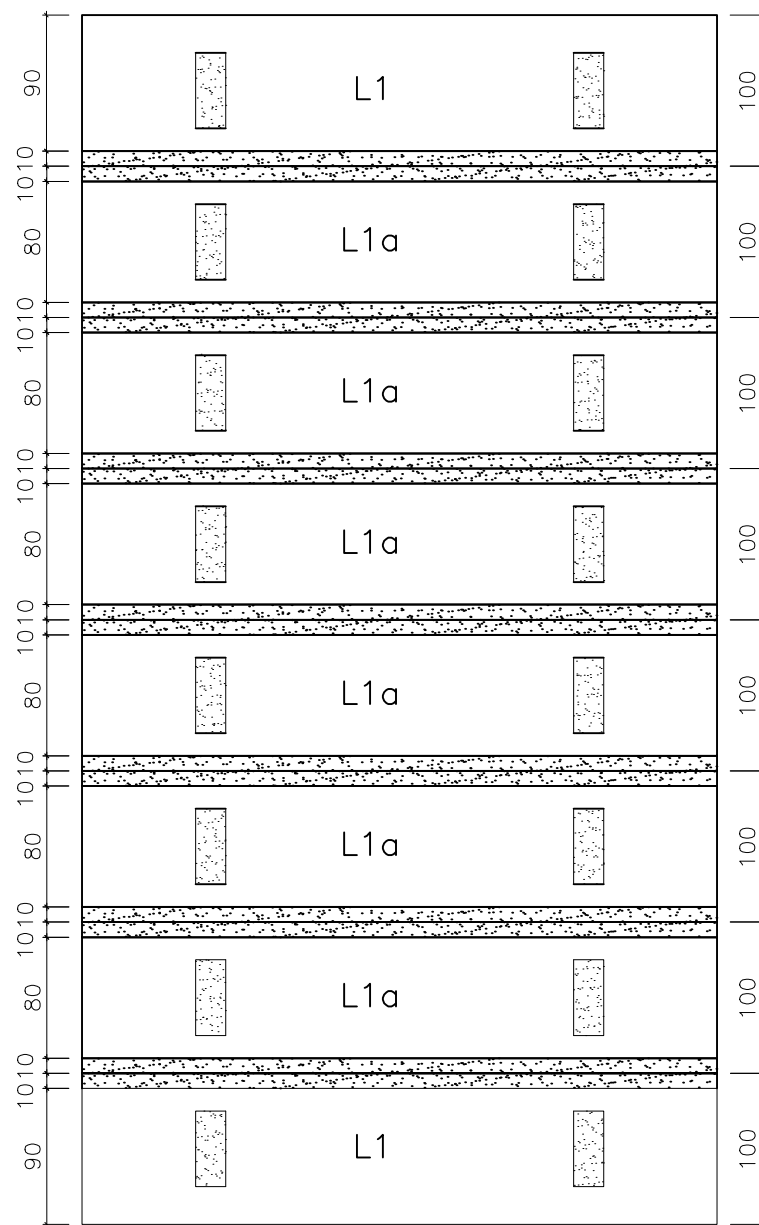
ORIENTADOR:  
Inácio Benvegno Morsch

DESENHO:  
Montagem e detalhe das vigas - 9m

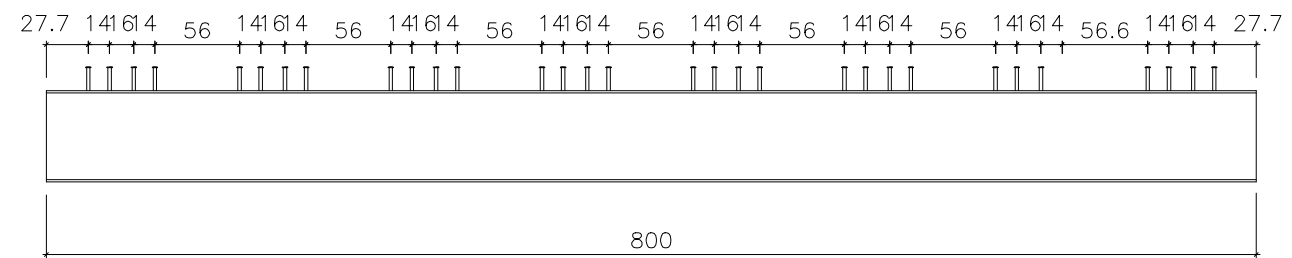
PLANTA:  
A6

ESCALA:  
Indicada

PLANTA DE FORMA (8 m)  
ESC.: 1:50

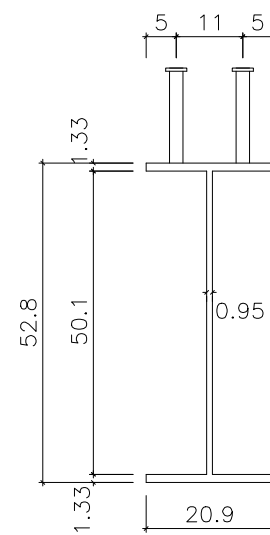


VISTA LATERAL  
ESC.: 1:50



DETALHE DA VIGA W530 x 82,0 (8m)

ESC.: 1:12.5



NOTAS:

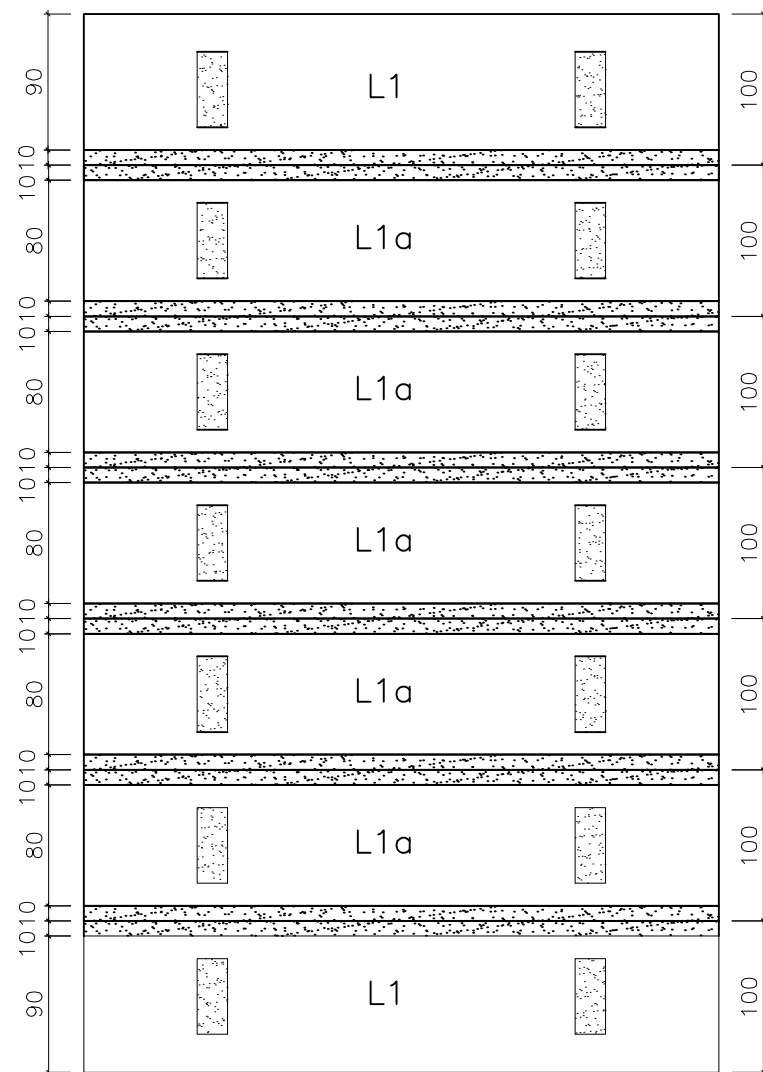
- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- AÇO DAS VIGAS: COR 500
- AS ARMADURAS ENTRE AS PEÇAS DEVEM SER SOLDADAS PARA GARANTIR O TRASPASSE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

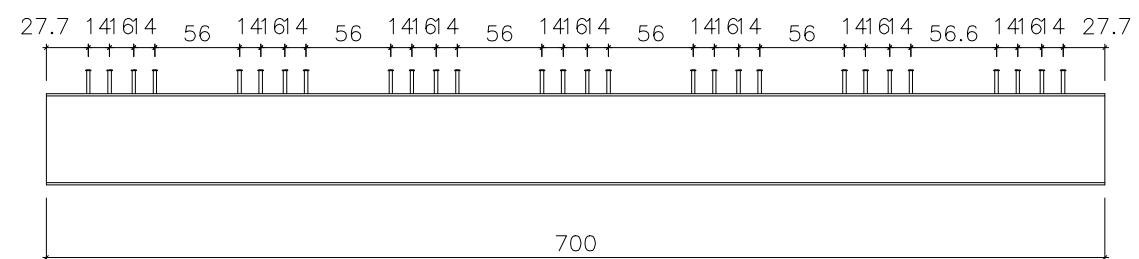
AUTORA: Luísa Rossini Machado		PLANTA: A7
ORIENTADOR: Inácio Benvegno Morsch		ESCALA: Indicada
DESENHO: Montagem e detalhe das vigas - 8m		



PLANTA DE FORMA (7m)  
ESC.: 1:50

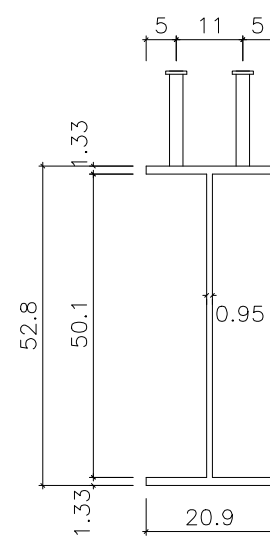


VISTA LATERAL  
ESC.: 1:50



DETALHE DA VIGA W530 x 82,0 (7m)

ESC.: 1:12.5



NOTAS:

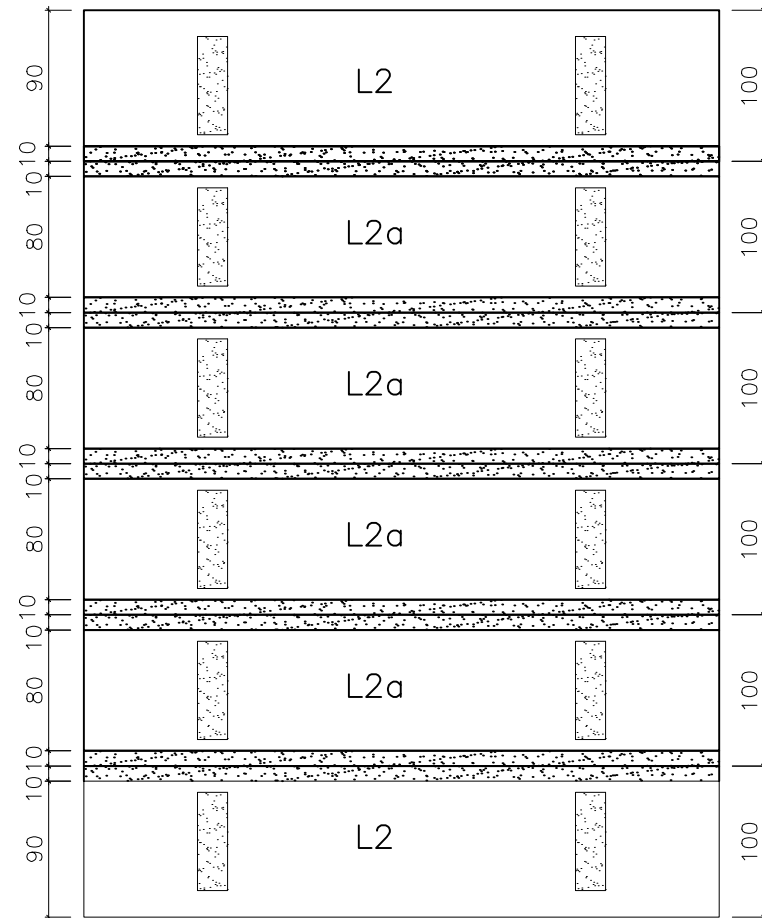
- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- AÇO DAS VIGAS: COR 500
- AS ARMADURAS ENTRE AS PEÇAS DEVEM SER SOLDADAS PARA GARANTIR O TRASPASSE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

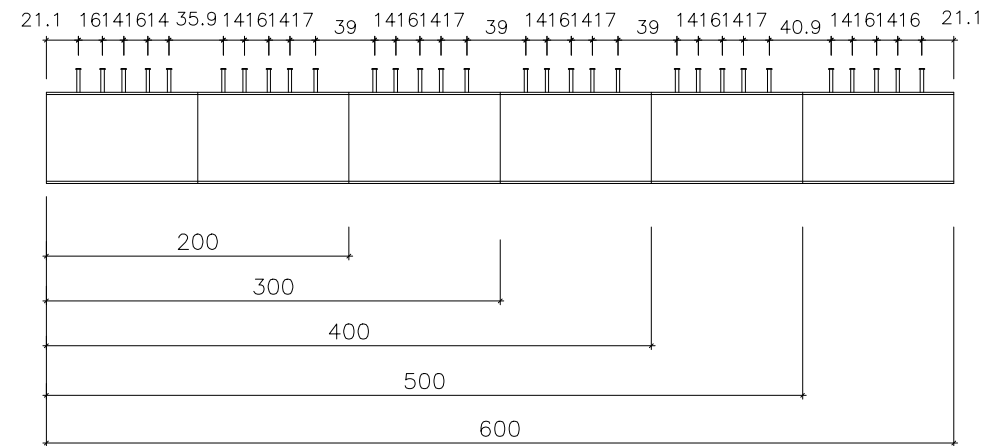
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA: Luísa Rossini Machado		PLANTA: A8
ORIENTADOR: Inácio Benvegno Morsch		ESCALA: Indicada
DESENHO: Montagem e detalhe das vigas - 7m		

PLANTA DE FORMA (até 6m)  
ESC.: 1:50

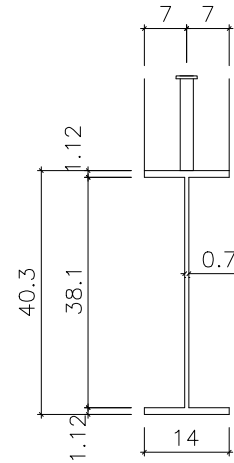


VISTA LATERAL  
ESC.: 1:50



DETALHE DA VIGA W410 x 46,1 (até 6m)

ESC.: 1:12.5



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDA NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS
- AÇO DAS VIGAS: COR 500
- AS ARMADURAS ENTRE AS PEÇAS DEVEM SER SOLDADAS PARA GARANTIR O TRASPASSE

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
Trabalho de Diplomação em Engenharia Civil

AUTORA:  
Luísa Rossini Machado

ORIENTADOR:  
Inácio Benvegno Morsch

DESENHO:  
Montagem e detalhe das vigas - até 6m

PLANTA:  
A9

ESCALA:  
Indicada

**APÊNDICE B – *Script* para análise do modelo no *software* Ansys**

```

/NOPR          ! Suppress printing of UNDO process
/PMACRO        ! Echo following command to log
FINISH        ! Make sure we are at BEGIN level
/CLEAR,NOSTART ! Clear model since no SAVE found
/NOPR
/PMETH,OFF,0
/title, Pontilhão
! comandos para deixar o fundo branco
/RGB,INDEX,100,100,100,0
/RGB,INDEX,80,80,80,13
/RGB,INDEX,60,60,60,14
/RGB,INDEX,0,0,0,15
! Opções de fonte
!/DEV,Font,LEGEND,MENU
/dev,font,1,Courier*New,400,0,-16,0,0,,
!
!-----
! ENTRADA DE DADOS
!-----
!
!-----
! DIMENSÕES DO PONTILHÃO E COMPONENTES
!-----
! VÃO - METROS
l1=10          ! distância entre apoios
! SEÇÃO TRANSVERSAL - METROS
dist0=0.85    ! distância da primeira longarina a extremidade
dist1=2.5    ! distância entre longarinas
! LAJE - METROS
tc=0.2        ! espessura da laje de concreto
! LONGARINAS - MILÍMETROS
*IF,l1,EQ,10,THEN
    !610X101
    bfs=228    ! largura da mesa superior
    tfs=14.9   ! espessura da mesa superior
    bfi=bfs    ! largura da mesa inferior
    tfi=tfs    ! espessura da mesa inferior
    hw=603    ! altura do perfil
    tw=10.5   ! espessura da alma
    pp=1.01   ! peso linear(kN/m)
*ELSEIF,l1,EQ,8,or,l1,EQ,9,THEN
    !530X85
    bfs=166    ! largura da mesa superior
    tfs=16.5   ! espessura da mesa superior
    bfi=bfs    ! largura da mesa inferior
    tfi=tfs    ! espessura da mesa inferior
    hw=535    ! altura do perfil
    tw=10.3   ! espessura da alma
    pp=0.85   ! peso linear(kN/m)
*ELSEIF,l1,EQ,7,THEN
    !460X52
    bfs=152    ! largura da mesa superior
    tfs=10.8   ! espessura da mesa superior
    bfi=bfs    ! largura da mesa inferior
    tfi=tfs    ! espessura da mesa inferior
    hw=450    ! altura do perfil
    tw=7.6    ! espessura da alma
    pp=0.52   ! peso linear(kN/m)

```

```

*ELSE
!410X38.8
bfs=140      ! largura da mesa superior
tfs=8.8      ! espessura da mesa superior
bfi=bfs      ! largura da mesa inferior
tfi=tfs      ! espessura da mesa inferior
hw=399       ! altura do perfil
tw=6.4       ! espessura da alma
pp=0.388     ! peso linear(kN/m)

*ENDIF
! ARMADURA - cm2/m
Asps=3.0     ! armadura principal superior
Asds=1.5     ! armadura distribuição superior
cs=4.0       ! cobertura face superior, centímetros
Aspi=25.02   ! armadura principal inferior
Asdi=5.0     ! armadura distribuição inferior
ci=2.0       ! cobertura face inferior, centímetros
! -----
! MATERIAIS
! -----
! CONCRETO
roc=2500     ! massa específica do concreto (kg/m3)
nic=0.2      ! coeficiente de poisson
fc=40        ! ATENÇÃO P/ UNIDADES! resistência à compressão (MPa)
agreg=1.0    ! 1.2 =>basalto e diabásio; 1.0=> granito e gnaisse
              ! 0.9=> calcário; 0.7=> arenito

! AÇO - LONGARINAS
rop=7850     ! massa específica do aço (kg/m3)
Ep=2e8       ! módulo de elasticidade (kN/m2)
nip=0.3      ! coeficiente de poisson
! ARMADURA
Es=2e8       ! módulo de elasticidade (kN/m2)
nis=0.3      ! coeficiente de poisson
! -----
! OPÇÕES DE MALHA
! -----
nx=1
nz=0.1
! -----
! CARGAS
! -----
! CAMINHÃO
!posição da primeira roda na seção transversal, METROS
proda=0.5    !caminhão o mais próximo da extremidade na seção transversal
!proda=dist0 !caminhão sobre uma viga
!proda=1.1   !centro do caminhão no centro da seção transversal
erodat=2.0   !distancia entre rodas na transversal, METROS
erodal=1.5   !ditsância entre rodas na longitudinal, METROS
passo=0.5    !"passo de carga" para análise
veic=132     !peso de cada roda do veículo - considerando efeito dinâmico, kN
! FRENAGEM E ACELERAÇÃO, kN
fea=135
! VENTO E TEMPERATURA
*IF,11,EQ,2,THEN
fv=8.65      !força devido ao vento, kN/m
ft=200.78    !força devido a variação térmica, kN
mt=24.09     !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,3,THEN
fv=8.65      !força devido ao vento, kN/m

```

```

                ft=301.17      !força devido a variação térmica, kN
                mt=45.18      !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,4,THEN
                fv=8.65       !força devido ao vento, kN/m
                ft=401.56     !força devido a variação térmica, kN
                mt=64.25     !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,5,THEN
                fv=8.65       !força devido ao vento, kN/m
                ft=501.95     !força devido a variação térmica, kN
                mt=80.31     !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,6,THEN
                fv=8.65       !força devido ao vento, kN/m
                ft=602.33     !força devido a variação térmica, kN
                mt=102.4     !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,7,THEN
                fv=8.79       !força devido ao vento, kN/m
                ft=692.68     !força devido a variação térmica, kN
                mt=131.61    !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,8,THEN
                fv=9.04       !força devido ao vento, kN/m
                ft=742.88     !força devido a variação térmica, kN
                mt=156       !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,9,THEN
                fv=9.04       !força devido ao vento, kN/m
                ft=793.07     !força devido a variação térmica, kN
                mt=166.55    !momento devido a variação térmica, kN.m
*ELSEIF,11,EQ,10,THEN
                fv=9.21       !força devido ao vento, kN/m
                ft=843.27     !força devido a variação térmica, kN
                mt=196.48    !momento devido a variação térmica, kN.m
*ENDIF
!-----
! FIM DA ENTRADA DE DADOS
!-----
! Opções de visualização
/VIEW,1,1,1,1
/ANG,1
/ESHAPE,1.0
/UIS,MSGPOP,3
/PBC,ALL,,1
/REP,FAST
!
!-----
! PRE-PROCESSAMENTO
!-----
!
/NOPR
KEYW,PR_SET,1
KEYW,PR_STRUC,1      ! define módulo de análise estrutural
/GO
/PREP7
!-----
! SELEÇÃO DOS TIPOS DE ELEMENTOS
!-----
! LAJE
ET,1,SHELL181
KEYOPT,1,1,0
KEYOPT,1,3,0
KEYOPT,1,8,0

```

```

KEYOPT,1,9,0
!
! LONGARINAS
ET,2,BEAM188
KEYOPT,2,1,0
KEYOPT,2,2,0
KEYOPT,2,3,2
KEYOPT,2,4,2
KEYOPT,2,6,0
KEYOPT,2,7,0
KEYOPT,2,9,0
KEYOPT,2,11,0
KEYOPT,2,12,0
KEYOPT,2,15,0
! -----
! MODELOS DOS MATERIAIS
! -----
! CONCRETO: ELÁSTICO LINEAR
Ec=agreg*5600*(fc)**0.5      !(MPa)
Ec=Ec*1e3                   !transforma MPa =>Pa (kN/m²)
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,1,,Ec
MPDATA,PRXY,1,,nic
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,1,,roc
! AÇO - LONGARINAS: ELÁSTICO LINEAR
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,2,,Ep
MPDATA,PRXY,2,,nlp
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,DENS,2,,rop
! AÇO - ARMADURA: ELÁSTICO LINEAR
MPTEMP,,,,,,,,
MPTEMP,1,0
MPDATA,EX,3,,Es
MPDATA,PRXY,3,,nis
! -----
! ATRIBUIÇÃO DOS VALORES PARA AS SEÇÕES
! -----
! LAJE - SEÇÃO 1
! Covnersão de unidades: cm => m
cs=cs/100
ci=ci/100
! Calculo da espessura equivalente
ess=(Asps+Asds)/(1e4)
esi=(Aspi+Asdi)/(1e4)
!
sect,1,shell,,laje
secdata, ci,1,0.0,3          !camada inferior=> cobrimento em concreto
secdata, esi,3,0.0,3        !camada inferior de armadura
secdata, tc-ci-esi-ess-cs,1,0.0,3  !camada central de concreto
secdata, ess,3,0.0,3        !camada superior de armadura
secdata, cs,1,0.0,3        !camada superior=> cobrimento em concreto
secoffset, TOP
seccontrol,,,, , , ,

```

```

! LONGARINAS - SEÇÃO 2
! Conversão de unidades: mm => m
bfs=bfs/1000
tfs=tfs/1000
bfi=bfi/1000
tfi=tfi/1000
hw=hw/1000
tw=tw/1000
!Definição da seção
SECTYPE,2, BEAM, I, long, 0
SECOFFSET, USER, 0, -tc !USER (opção de offset),OffsetZ, OffsetY
SECDATA,bfi,bfs,hw,tfi,tfs,tw,0,0,0,0,0
!SECDATA,largura mesa inferior,largura mesa superior,altura total,
!espessura mesa inferior, espessura mesa superior, espessura alma
! -----
! DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA
! -----
!KEYPOINTS
K,1,0,0,0,
K,2,0,0,dist0,
K,3,0,0,dist0+dist1,
K,4,0,0,2*dist0+dist1,
!Keypoints auxiliares p/ dar direção aos elementos de viga (5 e 6)
K,5,0,-2,dist0,
K,6,0,-2,dist0+dist1,
!
K,7,11/2,0,0,
K,8,11/2,0,dist0,
K,9,11/2,0,dist0+dist1,
K,10,11/2,0,2*dist0+dist1,
K,11,11,0,0,
K,12,11,0,dist0,
K,13,11,0,dist0+dist1,
K,14,11,0,2*dist0+dist1,
!LINHAS
LSTR,1,2 !L1
LSTR,2,3 !L2
LSTR,3,4 !L3
!
LSTR,1,7 !L4
LSTR,2,8 !L5
LSTR,3,9 !L6
LSTR,4,10 !L7
!
LSTR,7,8 !L8
LSTR,8,9 !L9
LSTR,9,10 !L10
!
LSTR,7,11 !L11
LSTR,8,12 !L12
LSTR,9,13 !L13
LSTR,10,14 !L14
!
LSTR,11,12 !L15
LSTR,12,13 !L16
LSTR,13,14 !L17
!
!ÁREAS
AL,1,4,8,5

```



```

AL,2,5,9,6
AL,3,6,10,7
!
AL,8,11,15,12
AL,9,12,16,13
AL,10,13,17,14
!
!-----
! GERAÇÃO DA MALHA
!-----
! LAJE DE CONCRETO
LATT,1,,,,,1      !tipo de elemento,,material,, seção
! Divisão do vão conforme tamanho da roda
tx=nx*passo
LSEL,S,LENGTH,,11/2
LESIZE,ALL,tx,,,,1,,0,
ALLSEL,ALL
! Divisão da seção transversal
tz=nz*passo
LSEL,S,LENGTH,,dist1
LESIZE,ALL,tz,,,,1,,0,
ALLSEL,ALL
LSEL,S,LENGTH,,dist0
LESIZE,ALL,,,5,,1,,0,
ALLSEL,ALL
! Opções da malha:
MSHAPE,0,2D      ! define problema 2D
MSHKEY,1        ! define malha mapeada
AMESH,all
!
! LONGARINAS DE AÇO
LATT,2,,2,,5,,2      !tipo de elemento,,material,,keypoint para direcionar beam188
LSEL,S,LOC,Z,dist0
LMESH,ALL
ALLSEL,ALL
LATT,2,,2,,6,,2      !tipo de elemento,,material,,keypoint para direcionar beam188,, seção
LSEL,S,LOC,Z,dist0+dist1
LMESH,ALL
ALLSEL,ALL
!
! Une nós infinitamente próximos em um nó e depois renumera todos os nós
NUMMRG,NODE, , , ,LOW
NUMCMP,NODE
!
! Opções de cores
/SHOW,WIN32C
SET,FIRST
/PLOPTS,INFO,3
/CONTOUR,ALL,18
/PNUM,MAT,1
/NUMBER,1
/REPLOT,RESIZE
!-----
! RESTRIÇÕES
!-----
!
! Nos apoios
NSEL,S,LOC,Z,dist0
NSEL,A,LOC,Z,dist0+dist1

```

```

NSEL,R,LOC,X,0
NSEL,R,LOC,Y,0
D,ALL,UY
D,ALL,UZ
D,ALL,UX
ALLSEL,ALL
!
NSEL,S,LOC,Z,dist0
NSEL,A,LOC,Z,dist0+dist1
NSEL,R,LOC,X,11
NSEL,R,LOC,Y,0
D,ALL,UY
ALLSEL,ALL
/REPLOT
! -----
! CARREGAMENTOS
! -----
/GO
/SOLU
! PESO PRÓPRIO: automático (ativa a gravidade)
allsel,all
ACEL,0,9.81e-3,0      ! Ativa peso próprio, aceleração da gravidade (m/s²) => e transforma N p/ kN
LSWRITE,1             ! Salva como carga 1
solve,1
ACEL,0,0,0
!
! FRENAGEM E ACELERAÇÃO
NSEL,S,LOC,X,0        ! Seleciona os nós na coordenada x=0
NSEL,R,LOC,Y,0        ! Seleciona os nós na coordenada y=0
*GET,nselect1,NODE,,COUNT ! Conta os nós que estão nessa coordenada e armazena na variável "nselect1"
F,all,Fx,fea/(nselect1) ! Aplica a carga nos nós selecionados
ALLSEL,ALL
lswrite,2              ! Salva como carga 2
solve,2
FDELE,ALL
!
! VENTO
NSEL,S,LOC,Z,dist1+2*dist0 ! Seleciona os nós que estão na coordenada z=dist1+2*dist0
NSEL,R,LOC,Y,0        ! Seleciona os nós na coordenada y=0
*GET,nselect2,NODE,,COUNT ! Conta os nós que estão nessa coordenada e armazena na variável "nselect2"
fv=fv*11/nselect2     ! Calcula a força a ser aplicada em cada nó
F,all,Fz,-fv          ! Aplica a carga
ALLSEL,ALL
lswrite,3              ! Salva como carga 3
solve,3
FDELE,ALL
!
! TEMPERATURA
NSEL,S,LOC,Z,dist0    ! Seleciona os nós que estão na coordenada z=dist0
NSEL,A,LOC,Z,dist0+dist1 ! Seleciona os nós que estão na coordenada z=dist0+dist1
NSEL,R,LOC,Y,0        ! Seleciona os nós que estão na coordenada y=0
NSEL,R,LOC,X,0        ! Seleciona os nós que estão na coordenada x=0
F,all,FX,ft           ! Aplica força no nó
F,all,MZ,-mt          ! Aplica momento no nó
ALLSEL,ALL
lswrite,4              ! Salva como carga 4
solve,4
FDELE,ALL,ALL
!

```

! CARGA MÓVEL - VÉÍCULO

```

*DO,i,1,11,passo
  cor1x=(i-1)           ! Calcula a coordenada em x para o último eixo
  cor2x=cor1x+erodal    ! Calcula a coordenada em x para o eixo central
  cor3x=cor1x+2*erodal  ! Calcula a coordenada em x para o primeiro eixo
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda,proda+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor1x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda+erodat,proda+erodat+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor1x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda,proda+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor2x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda+erodat,proda+erodat+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor2x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda,proda+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor3x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  NSEL,S,LOC,Y,0
  NSEL,R,LOC,Z,proda+erodat,proda+erodat+0.01
  NSEL,R,LOC,X,cor3x
  F,all,FY,-veic
  ALLSEL,ALL
  j=4+i
lswrite,j
  solve,j
  fdele,all
*ENDDO
!
```