

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA DE UMA PONTE  
UTILIZANDO VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS**

**BRUNA KIRCH NIENKÖTTER ROCHA**

FLORIANÓPOLIS  
2015

## **PROJETO DA SUPERESTRUTURA DE UMA PONTE UTILIZANDO VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado na  
Universidade Federal de Santa Catarina como pré-  
requisito para a conclusão do curso de Engenharia Civil.

Acadêmica: Bruna Kirch Nienkötter Rocha

Orientador: Daniel Domingues Loriggio, Dr.

Bruna Kirch Nienkötter Rocha

**PROJETO DA SUPERESTRUTURA DE UMA PONTE UTILIZANDO  
VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado(a) para a obtenção do Título de “Engenheiro Civil”, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de julho de 2015

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.  
Coordernador do Curso

**Banca Examinadora:**



Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.  
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'árujo Coelho, Dr.  
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Wilson Spernau

## **PROJETO DA SUPERESTRUTURA DE UMA PONTE UTILIZANDO VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado na  
Universidade Federal de Santa Catarina como pré-  
requisito para a conclusão do curso de Engenharia Civil.

Acadêmica: Bruna Kirch Nienkötter Rocha

Orientador: Daniel Domingues Loriggio, Dr.

## AGRADECIMENTOS

À Deus, por sempre me colocar no caminho certo e me iluminar, mesmo nos momentos mais difíceis.

Aos meus pais, Gerson Luis Rocha e Elisiani Kirch, que nunca mediram esforços para eu ter tudo que eles tiveram e o que não tiveram e que sempre me amaram incondicionalmente. Também sempre colocaram a educação como prioridade e sempre me motivaram para que ela fosse uma prioridade na minha vida.

Ao Professor Daniel Domingues Loriggio, que além de um excelente professor, foi um orientador dedicado, que me motivou, me ensinou e que estava sempre disponível.

Ao meu irmão, Klaus, por sempre estar ao meu lado e me apoiando nos piores e melhores momentos.

À empresa SSF Ingenieure e seus colaboradores, pois através deles conheci o método utilizado neste trabalho e sem a ajuda deles em fornecer os documentos necessários, a realização do mesmo teria sido mais difícil.

“Devo estar contando isso com a alma cortada  
Em algum lugar, há uma distância de tempo imensa:  
divergiam em um bosque duas estradas  
e eu escolhi a menos viajada  
e esta escolha fez toda a diferença”.

Robert Frost

## RESUMO

O objetivo deste trabalho é apresentar o projeto de uma superestrutura de ponte com uma alternativa rápida e eficiente para a construção de pontes rodoviárias usando vigas mistas pré-fabricadas. Para a realização deste trabalho foi feita uma revisão bibliográfica de estruturas mistas, pré-fabricação, propriedades plásticas, método dos estados-limites e conectores de cisalhamento e utilizou-se como referência normativa principal a “NBR 8800:2008 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios”. Então, foi feito um pré-dimensionamento da seção transversal de uma ponte de 37 metros de comprimento com cinco longarinas de vigas mistas pré-fabricadas. Foram feitas as devidas verificações para saber se a seção inicial adotada estava adequada. A seção inicial foi modificada para se obter uma solução mais econômica. As longarinas projetadas também foram verificadas na fase construtiva. Além disso, foram dimensionadas as armaduras da laje da ponte e o número de conectores de cisalhamento necessários para uma interação total do aço e do concreto. Foram usadas planilhas eletrônicas para fazer os cálculos necessários referente às lajes, vigas principais (através do método de Leonhardt), verificação do estado-limite último, verificação na fase construtiva e cálculo das flechas.

Palavras-chave: Pontes. Vigas Mistas. Pré-fabricação. Método de Leonhardt. Longarinas de pontes.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comportamento das vigas com seção compacta, semicompacta e esbelta.....	20
Figura 2.2 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo .....	22
Figura 2.3 - Dimensões de um veículo tipo e posição e distância entre as rodas de acordo com a NBR 7188 (1984)) .....	40
Figura 2.4 - Aplicação do método de Leonhardt .....	41
Figura 2.5 - Viga mista pré-fabricada (VFT®) .....	45
Figura 2.6 - Viga mista pré-fabricada com laje de concreto (VFT®).....	46
Figura 2.7 - Fase de pré-fabricação.....	48
Figura 2.8 - Fase de execução de vão contínua feito por unidades pré-fabricadas VFT®.....	49
Figura 2.9 - Soldagem por eletrofusão.....	50
Figura 3.1 - Corte transversal da primeira seção dimensionada .....	53
Figura 3.2 - Corte longitudinal da ponte.....	54
Figura 3.3 - Estrutura metálica da ponte em planta .....	54
Figura 3.4 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas externas (1 e 5) .....	62
Figura 3.5 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas internas (2 e 4) .....	62
Figura 3.6 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando na viga interna (3).....	63
Figura 3.7 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 1 (igual a viga 5) .....	65
Figura 3.8 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 2 (igual a viga 4) .....	66
Figura 3.9 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 3.....	67
Figura 3.10 - Cargas atuando sobre as vigas 1 e 5 e as linhas de influência para a seção central desta viga com o trem-tipo situado no meio.....	68
Figura 3.11 - Distribuição das tensões na viga mista .....	73
Figura 4.1 - Seção transversal da segunda seção dimensionada .....	75

Figura 4.2 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas externas (1 e 5) .....	79
Figura 4.3 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 1 (igual para a viga 5) .....	80
Figura 4.4 - Distribuição das tensões na viga mista .....	84
Figura 4.5 - Viga metálica com os conectores .....	89
Figura 4.6 - Posição dos conectores na seção transversal da viga .....	89
Figura 4.7 - Distribuição das tensões na viga mista na fase construtiva .....	93
Figura 4.8 - Valores da flecha .....	97
Figura 4.9 - Seções a serem calculadas na laje em balanço .....	98
Figura 4.10 - Carga acidental de impacto na barreira de acordo com a NBR 7188 (1984) .....	99
Figura 4.11 - Armadura negativa na laje em balanço .....	103
Figura 4.12 - Armadura positiva na laje em balanço .....	105
Figura 4.13 - Armadura positiva nas lajes centrais .....	113
Figura 4.14 - Armadura negativa nas lajes centrais .....	114

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 2.1 - Categorias dos principais aços para uso estrutural.....	19
Tabela 2.2 – Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas separadamente.....	31
Tabela 2.3 – Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas .....	31
Tabela 2.4 – Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente.....	32
Tabela 2.5 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis .....	33
Tabela 2.6 - Valores dos fatores de redução para combinação frequente de fadiga .....	34
Tabela 2.7- Cargas dos veículos tipo de acordo com a NBR 7188 .....	40
Tabela 2.8 - Valores de k para cada número de transversinas .....	42
Tabela 3.1 - Coeficientes de distribuição transversal para o grau de rigidez igual a 100.....	61
Tabela 3.2 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 1 e 5 e seus valores de carga permanente .....	62
Tabela 3.3 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 2 e 4 e seus valores de carga permanente .....	63
Tabela 3.4 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando na viga 3 e seus valores de carga permanente.....	63
Tabela 4.1 - Coeficiente de distribuição transversal para o grau de rigidez igual a 250.....	78
Tabela 4.2- Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 1 e 5 e seus valores de carga permanente .....	79

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>12</b>
1.1.	OBJETIVO GERAL	13
1.2.	ESPECÍFICOS	13
1.3.	MATERIAIS E MÉTODOS	13
1.4.	JUSTIFICATIVA	14
<b>2</b>	<b>REVISÃO TEÓRICA</b>	<b>15</b>
2.1	ESTRUTURAS MISTAS	15
2.1.1	Vantagens na utilização de vigas mistas	16
2.1.2	Dificuldades na utilização de vigas mistas	16
2.2	PRÉ-FABRICAÇÃO	17
2.3	MATERIAIS QUE COMPÕEM O SISTEMA MISTO	18
2.3.1	Concreto	18
2.3.2	Aço	18
2.4	CLASSIFICAÇÃO DAS SEÇÕES METÁLICAS	19
2.4.1	Seção compacta	20
2.4.2	Seção semicompacta	20
2.4.3	Seção esbelta	21
2.5	VERIFICAÇÃO QUANTO AO MOMENTO FLETOR	21
2.5.1	Posição da linha neutra	22
2.6	VERIFICAÇÃO QUANTO À FORÇA CORTANTE	26
2.7	MÉTODO DOS ESTADOS-LIMITES	27
2.7.1	Estados-limites últimos	27
2.7.2	Estados-limites de serviço	27
2.8	COMBINAÇÕES DAS AÇÕES	28
2.8.1	Combinações de ações para os estados-limites últimos	28
2.8.2	Combinações de ações para os estados-limites de serviço	29
2.8.3	Coeficientes de ponderação das ações	30
2.8.4	Fatores de combinação e de redução	32
2.8.5	Fatores de redução aplicável à verificação de fadiga	33
2.9	DEFORMAÇÕES	34
2.10	FADIGA	35
2.11	ESCORAMENTO DAS CONSTRUÇÕES	36
2.11.1	Escorada	36
2.11.2	Não escorada	36
2.12	PONTES	37
2.12.1	Pontes mistas	38
2.12.2	Ações variáveis nas pontes	39
2.12.3	Método de Leonhardt	40
2.12.4	Laje de pontes	42
2.13	SISTEMA VFT® – VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS	44
2.13.1	Descrição do sistema	44
2.13.2	Vantagens	46
2.13.3	Processo de fabricação e montagem	47
2.14	CONNECTORES DE CISALHAMENTO	49
2.14.1	Dimensionamento	51
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE – SEÇÃO 1 (INICIAL)</b>	<b>53</b>

	10
<b>3.1 PRINCIPAIS DADOS DO PROJETO DA PONTE .....</b>	<b>53</b>
<b>3.2 CARGAS PERMANENTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS (COMO ISOLADAS) .....</b>	<b>55</b>
3.2.1 Carga permanente anterior à cura do concreto da laje – CP1 .....	55
3.2.2 Carga permanente posterior à cura do concreto da laje – CP2 .....	58
3.2.3 Cargas permanentes totais.....	59
<b>3.3 CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS PRINCIPAIS.....</b>	<b>59</b>
<b>3.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA PELO MÉTODO DE LEONHARDT.....</b>	<b>60</b>
3.4.1 Coeficientes de distribuição transversal da grelha plana .....	60
3.4.2 Distribuição transversal das cargas permanentes como grelha .....	61
3.4.3 Distribuição Transversal das Cargas Móveis.....	64
<b>3.5 ESFORÇOS SOLICITANTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS .....</b>	<b>67</b>
3.5.1 Máximo Momento Fletor .....	67
3.5.2 Máximo Esforço Cortante .....	68
3.5.3 Valores de cálculo.....	69
<b>3.6 CÁLCULOS DA VIGA MISTA .....</b>	<b>69</b>
3.6.1 Largura efetivas da laje de concreto .....	69
3.6.2 Classe da seção da viga metálica .....	70
3.6.3 Posição da linha neutra .....	71
3.6.4 Momento resistente de cálculo.....	72
<b>4 DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE – SEÇÃO 2 .....</b>	<b>75</b>
<b>4.1 PRINCIPAIS DADOS DO PROJETO DA PONTE .....</b>	<b>75</b>
<b>4.2 CARGAS PERMANENTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS (COMO ISOLADAS) .....</b>	<b>76</b>
4.2.1 Carga permanente anterior à cura do concreto da laje – CP1 .....	76
4.2.2 Carga permanente posterior à cura do concreto da laje – CP2 .....	77
4.2.3 Cargas permanentes totais.....	77
<b>4.3 CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS PRINCIPAIS.....</b>	<b>77</b>
<b>4.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA PELO MÉTODO DE LEONHARDT.....</b>	<b>78</b>
4.4.1 Coeficientes de distribuição transversal da grelha plana .....	78
4.4.2 Distribuição transversal das cargas permanentes como grelha .....	79
4.4.3 Distribuição transversal das cargas móveis.....	79
<b>4.5 ESFORÇOS SOLICITANTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS .....</b>	<b>80</b>
4.5.1 Máximo momento fletor .....	80
4.5.2 Máximo esforço cortante .....	81
<b>4.6 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES .....</b>	<b>81</b>
4.6.1 Valores de cálculo.....	81
<b>4.7 CÁLCULOS DA VIGA MISTA NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO .....</b>	<b>82</b>
4.7.1 Largura efetiva da laje de concreto .....	82
4.7.2 Classe da seção da viga metálica .....	82
4.7.3 Posição da linha neutra .....	82
4.7.4 Momento resistente de cálculo.....	83
4.7.5 Força cortante resistente de cálculo .....	84
4.7.6 Determinação dos números de conectores .....	85
<b>4.8 VERIFICAÇÃO DA VIGA NA FASE CONSTRUTIVA .....</b>	<b>89</b>
4.8.1 Combinação das ações para a fase de construção.....	90
4.8.2 Posição da Linha Neutra .....	91

	11
4.8.3 Momento fletor resistente de cálculo.....	92
4.8.4 Força cortante resistente de cálculo .....	93
4.8.5 Verificação quanto à flambagem .....	94
<b>4.9 VERIFICAÇÃO QUANTO AO DESLOCAMENTO VERTICAL (FLECHA) .....</b>	<b>94</b>
<b>4.10 VERIFICAÇÃO DA FADIGA.....</b>	<b>97</b>
<b>4.11 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DA PONTE .....</b>	<b>98</b>
4.11.1 Laje em balanço.....	98
4.11.2 Laje central.....	108
<b>5 COMENTÁRIO FINAIS .....</b>	<b>117</b>
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	117
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>119</b>
<b>ANEXO - TABELAS .....</b>	<b>121</b>
<b>APÊNDICE I – CÁLCULOS DA SEÇÃO 1.....</b>	<b>125</b>
<b>APÊNDICE II – CÁLCULOS DA SEÇÃO 2.....</b>	<b>130</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A construção de pontes e viadutos pode utilizar vários tipos de materiais e a escolha do material adequado não é uma tarefa fácil. No Brasil, o material mais utilizado têm sido o concreto armado e protendido, e assim acaba sendo o material do qual os engenheiros têm mais conhecimento. No entanto, as estruturas mistas são uma excelente alternativa para a construção de pontes e viadutos, e as vezes não são utilizadas, pela falta de conhecimento que se tem sobre elas.

No Brasil, a incorporação do aço de maneira ativa nas estruturas está crescendo cada vez mais, pois existe uma necessidade de construções mais rápidas e leves. As estruturas mistas também têm ganhado corpo no mercado da construção civil brasileiro. Em 1986, as vigas mistas já foram previstas na primeira edição da NBR 8800. O desenvolvimento de métodos e disposições construtivas que garantem o funcionamento conjunto do aço e do concreto, e conseqüentemente amplia as opções de projeto e construção, facilitou essa expansão.

Os elementos mistos, no caso viga metálica com laje de concreto, podem ser moldados *in loco*, porém percebeu-se que pré-fabricar esses perfis seria uma excelente alternativa. Os elementos pré-fabricados de concreto já estão no mercado há algumas décadas e as vantagens deste sistema nos dias atuais são inúmeras. Aliando os benefícios da pré-fabricação com as vigas mistas, é possível evoluir, tanto em questões estruturais, como construtivas. Foi pensando nisso que a empresa SSF Ingenieure situada em Munique, Alemanha resolveu desenvolver um novo processo para construção de pontes mistas: o sistema VFT® (Verbund-Fertigteil-Träger), que significa “Vigas Mistas Pré-Fabricadas”. O elevado grau de pré-fabricação das vigas VFT®, reduz o tempo de construção e os períodos de transtornos nas vias de comunicação existentes. Além disso, na Europa, as estruturas mistas apresentam-se como sistemas econômicos, tanto nos custos de fabricação, como nos custos de manutenção. Outro requisito cada vez mais frequente na construção civil tem sido a sustentabilidade e as vigas VFT® também ajudam a tornar a obra mais sustentável evitando o desperdício dos materiais. Por esse motivo, esse

sistema deve ser melhor estudado e considerado como uma possível opção para mais obras de pontes e viadutos aqui no Brasil.

### **1.1. OBJETIVO GERAL**

Dimensionar longarinas de ponte utilizando vigas mistas com uma pré-laje pré-fabricada

### **1.2. ESPECÍFICOS**

- Estudar dimensionamento de vigas mistas de acordo com as normas disponíveis
- Abordar os métodos de fabricação e implementação do sistema;
- Detalhamento estrutural da superestrutura de uma ponte com vigas mistas pré-fabricadas;
- Avaliar os critérios de projeto e critérios de qualidade;
- Descrever as vantagens e desvantagens do sistema em comparação com os métodos mais usuais utilizados no Brasil;

### **1.3. MATERIAIS E MÉTODOS**

- Será elaborado uma concepção estrutural de uma ponte de 37 metros de comprimento utilizando vigas mistas pré-fabricadas. A análise estrutural e determinação de esforços solicitantes seguirão os procedimentos usuais de análise de pontes utilizando métodos como o de Leonhardt.
- Dimensionamento da seção mista usando NBR 8800:2008 e bibliografia de apoio como teses acadêmicas e livros de dimensionamento de pontes mistas.
- Dimensionamento em duas fases (construtiva e final).
- Dimensionamento dos conectores nas duas fases.
- Verificação do Estado-limite de serviço.

Os cálculos necessários para análise e dimensionamento dessa ponte serão feitos com o auxílio de planilhas eletrônicas desenvolvidas exclusivamente para esse fim. Com as informações obtidas, será possível fazer um detalhamento estrutural desta ponte seguindo os critérios de projeto e de qualidade do sistema VFT® e normatização. E por fim uma análise final e conclusão.

#### **1.4. JUSTIFICATIVA**

Há uma grande demanda por obras de infraestrutura no Brasil, porém há pouca evolução em questões de tecnologia. A construção destas obras normalmente são muito longas e podem causar grandes transtornos ao seu redor, o que dificulta a rotina dos habitantes da região. No caso de pontes e viadutos, não é diferente. Essas obras no Brasil, demandam tempo, não só pela burocracia existente, mas também pelas soluções construtivas adotadas. Em outros países mais desenvolvidos, esse não é sempre o caso. Procura-se não somente um projeto econômico, mas também um projeto onde a construção causará menos perturbação para a população.

Este trabalho procura justificar que adotando a técnica de vigas mistas pré-fabricadas, é possível a construção de pontes e viadutos de forma rápida, eficiente e econômica, e mesmo assim atender todas as solicitações necessárias.

## 2 REVISÃO TEÓRICA

### 2.1 ESTRUTURAS MISTAS

Segundo o EUROCODE 1994-1-1 (2004), estrutura mista é “ um elemento estrutural com os componentes de concreto e de aço estrutural ou de aço formado a frio, interconectados por conectores de cisalhamento, de modo a limitar o deslizamento longitudinal entre o concreto e aço e a separação de um componente a partir do outro. ” Com essa definição não se pode considerar as construções tradicionais em concreto armado e concreto protendido como uma estrutura mista, pois o aço e o concreto não são interconectados por conectores de cisalhamento. “Estruturas de aço” e “Estruturas de concreto” não são mais consideradas mundos opostos, pois percebeu-se que ambos materiais possuem vantagens e desvantagens, e que combiná-los seria uma excelente solução.

O desenvolvimento das estruturas mistas ocorreu em 1921 com a patente “*Composite Beam Construction*” (Construção em Viga Mista) do engenheiro Julius Kahn. Em 1944, foi publicado os primeiros critérios de projetos para este tipo de construção em pontes rodoviárias pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO). A partir deste momento muitas pontes foram feitas utilizando este método.

Segundo JOHNSON (1994) nos vãos com mais de 10 metros de comprimento, e, especialmente, onde a susceptibilidade do aço à danos causados pelo fogo não é um problema, como por exemplo, em pontes e em prédios de estacionamento com vários andares, as vigas de aço são mais baratas do que vigas de concreto, porém isso pode ser uma realidade somente na Europa. Antigamente costumava-se projetar a estrutura metálica para carregar todo o peso da laje de concreto e a sua carga, mas por volta dos anos 1950 com o desenvolvimento de conectores de cisalhamento foi possível a ligação da laje à viga. Assim, obtém-se com esses materiais a seção T tanto usada nas estruturas de concreto armado e protendido.

Alguns exemplos de combinações usuais em estruturas mistas são: elementos de laje pré-fabricada (em concreto armado ou protendido)

apoiados em vigas de aço; forma incorporadora do tipo *steel deck*, pilares pré-moldados apoiando coberturas metálicas e vigas mistas em pontes. Existem muitas vantagens na utilização dessas vigas em projetos estruturais, no entanto, ela também exige características funcionais específicas, pois precisa seguir requisitos e critérios de desempenho, condições de exposição e vida útil.

### **2.1.1 Vantagens na utilização de vigas mistas**

Algumas das principais vantagens da utilização de vigas mistas segundo SALMON (1990) e VIEST et al (1997) são:

- Redução do peso e consumo de aço;
- Menores alturas para as vigas metálicas;
- Maior rigidez devido à utilização do concreto;
- Possibilidade de vãos maiores com flechas dentro de valores admissíveis;
- Aumento da capacidade de sobrecarga da estrutura;
- Menor necessidade de utilização de escoramento, quando comparando com estruturas de concreto armado;
- Construção rápida;
- Redução de volume da estrutura;
- Maior precisão na construção.

### **2.1.2 Dificuldades na utilização de vigas mistas**

Tanto o aço, como o concreto, possui certas desvantagens. Nas estruturas de aço com chapas finas e maior esbeltez, existe maior probabilidade de ocorrer problemas de instabilidade. Enquanto isso, as estruturas de concreto, possuem baixa resistência à tração e deformam através da retração. Como as estruturas mistas possuem esses dois elementos, elas estão sujeitas a todos fenômenos citados anteriormente. Além das peculiaridades de cada material, também pode haver falhas na ligação entre os componentes do aço e de concreto e as características desta

ligação influencia muito como a estrutura mista irá se comportar e como será o seu dimensionamento. A junção natural do aço e o concreto não é suficiente para que os dois materiais interajam de maneira satisfatória e também está sujeita ao colapso. Por esse motivo, se faz necessário o uso de conectores metálicos de cisalhamento nas estruturas mistas.

## **2.2 PRÉ-FABRICAÇÃO**

Segundo a NBR 9062 (1985), o elemento pré-fabricado é “um elemento pré-moldado, executado industrialmente, mesmo em instalações temporárias em canteiros de obra, sob condições rigorosas de controle de qualidade. ” A evolução da pré-fabricação dentro da construção civil está diretamente relacionada ao crescimento da industrialização. De acordo com VASCONCELLOS (2002), não é possível precisar a data em que a pré-moldagem iniciou, pois, a invenção do concreto armado começou com a pré-moldagem de elementos, fora do local onde seria utilizado. No entanto, é possível identificar quando o uso deste sistema construtivo se intensificou. Após a Segunda Guerra Mundial, as cidades precisavam ser construídas rapidamente e como não havia mão de obra disponível, a solução foi a industrialização do setor construtivo. No Brasil, o uso de elementos pré-fabricado intensificou-se somente no final da década de 50, pois houve uma preocupação com a racionalização e industrialização dentro da construção civil.

O processo de pré-fabricação está sempre evoluindo através das pesquisas e assim novos sistemas construtivos são criados. A construção com elementos pré-fabricados tem sido cada vez mais vantajosa pela economia que eles proporcionam, uma vez que há pouco material desperdiçado durante a execução e montagem das peças. A área de infraestrutura também começou a perceber as grandes vantagens da pré-fabricação, já que há uma redução significativa no prazo da obra e um maior controle de qualidade. Após a construção da ponte Rio-Niterói com elementos pré-moldados em 1974, a técnica foi utilizada para construir obras de grande porte no Brasil inteiro.

## 2.3 MATERIAIS QUE COMPÕEM O SISTEMA MISTO

O aço e o concreto são os materiais mais usados na construção de pontes e viadutos. Outros materiais são usados em elementos como: apoios, juntas de dilatação, revestimentos, proteções, drenagem e corrimãos. O primeiro material ferroso utilizado em pontes foi o ferro fundido, mas depois foi descartado por causa da sua baixa resistência e fragilidade. Em 1850, o ferro forjado substituiu o ferro fundido por ser um material melhorado. Mas a utilização de materiais ferrosos somente teve um bom custo-benefício com a invenção do aço Bessemer e a produção em larga escala.

### 2.3.1 Concreto

Nas pontes o concreto é utilizado para o tabuleiro, pilares, fundações, guarda-rodas e parapeitos.

Algumas propriedades importantes do concreto são:

- Peso específico do concreto normal:  $\gamma_c = 24 \frac{kN}{m^3}$ ;
- Peso específico do concreto armado:  $\gamma_c = 25 \frac{kN}{m^3}$ ;
- Coeficiente de dilatação térmica à temperatura ambiente:  $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}C$ ;
- Resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ): obtida através de ensaios. Usualmente entre 20 a 40 MPa;
- Módulo de deformação secante:  $E_{cs} = 0,85 * 5600 \sqrt{f_{ck}}$  (valor da NBR 6018:2004)
- Coeficiente de Poisson: para tensões de compressão menores que  $0,5 f_{ck}$  (resistência à compressão do concreto) e tensões de tração menores que  $f_{ct}$  (resistência à tração direta), o coeficiente de Poisson  $\nu$  pode ser tomado igual a 0,2 (NBR 6118:2014)

### 2.3.2 Aço

Hoje em dia tem-se à disposição diversos aços estruturais. Eles podem ser utilizados como chapas, perfis laminados ou perfis soldados. Os principais grupos de aços estruturais são: aços carbono ou de média resistência, que possuem teor de carbono moderado e tensão de

escoamento de 250 MPa e aços de alta resistência e baixa liga, que possuem limite de escoamento acima de 300 MPa e alta resistência a corrosão atmosférica. Os aços de alta resistência muitas vezes não precisam de pintura, que deixa a construção mais barata e por isso são os mais usados em pontes e viadutos no Brasil.

Nas vigas mistas o aço é empregado nos perfis, nas barras de armadura, nos conectores de cisalhamento e nos parafusos. Algumas das propriedades do aço incluem:

- *Peso específico do aço:*  $\gamma_a = 78,5 \frac{kN}{m^3}$ ;
- *Coeficiente de dilatação térmica à temperatura ambiente:*  $\alpha = 1,2 \times 10^{-5} / ^\circ C$ ;
- *Limite nominal de escoamento por tração e por compressão:*  $f_y$ ;
- *Limite nominal de resistência à tração:*  $f_u$ ;

Tabela 2.1 - Categorias dos principais aços para uso estrutural

Categoria ASTM	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)
A-36	25	30
A-572, grau 42	25	445
A-572, grau 50	345	445
A-588	345	485

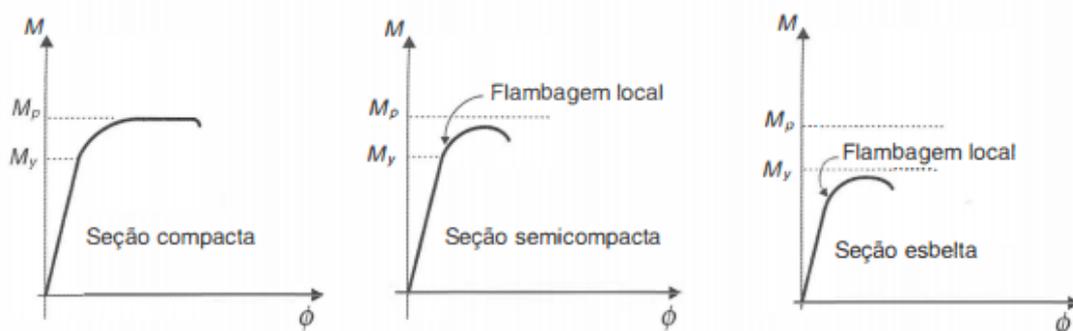
Fonte: NBR 8800 (2008)

- *Módulo de elasticidade longitudinal,*  $E = 205 \text{ GPa} = 20.500 \text{ KN/cm}^2$ ;
- *Módulo de elasticidade transversal,*  $G = 78,800 \text{ GPa} = 7880 \text{ KN/cm}^2$ ;
- *Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) = 0,3 para todos os aços, por meio da relação:*  $G = E/2(1 + \nu)$

## 2.4 CLASSIFICAÇÃO DAS SEÇÕES METÁLICAS

De acordo com a NBR 8800 (2008) é possível classificar a seção metálica quanto à ocorrência de flambagem local e lateral dos elementos comprimidos da mesma. As possíveis classes são demonstradas abaixo junto com o comportamento de cada tipo de seção.

Figura 2.1 - Comportamento das vigas com seção compacta, semicompacta e esbelta.



Fonte: Pfeil (2009)

### 2.4.1 Seção compacta

É aquela que atinge o momento de plastificação total. Pode ser dimensionada usando as propriedades plásticas da seção mista. Na seção compacta não ocorre a flambagem localizada de qualquer elemento comprimido da seção. Neste tipo de seção, o parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ) é inferior ou igual ao parâmetro de esbeltez limite para seções compactas ( $\lambda_p$ ). Os valores dos parâmetros de esbeltez variam de acordo com o elemento da seção transversal a ser verificado.

- Flambagem local da mesa

$$\lambda = \frac{b}{t}$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- Flambagem local da alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

### 2.4.2 Seção semicompacta

Seção semicompacta é aquela em que a flambagem local ocorre após ter desenvolvido plastificação parcial. Deve ser dimensionada usando as propriedades elásticas. Se ela for semicompacta é necessário calcular o

momento resistente de cálculo com uma fórmula específica para este tipo de seção, e comparar com o momento solicitante de cálculo. Seu parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ) é maior que o parâmetro de esbeltez limite para seções compactas ( $\lambda_p$ ) e menor que o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ).

- Flambagem local da mesa

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$$

- Flambagem local da alma

$$\lambda_r = 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

### 2.4.3 Seção esbelta

Seção esbelta é a seção na qual a flambagem local impede que seja atingido o momento de início de plastificação. Seu parâmetro de esbeltez ( $\lambda$ ) é maior que o parâmetro de esbeltez limite para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ). Neste caso também é necessário calcular o momento resistente de cálculo com uma fórmula específica para este tipo de seção, e comparar com o momento solicitante de cálculo

## 2.5 VERIFICAÇÃO QUANTO AO MOMENTO FLETOR

Para determinar a capacidade da seção transversal da viga de resistir os esforços no estado-limite último, se faz o uso das propriedades plásticas das seções e determina-se o momento de plastificação ( $M_p$ ). O concreto possui um valor de resistência de  $0,85 f_{ck}$  e o aço é submetido às tensões  $f_y$ , e ambos materiais serão solicitados até atingirem o esgotamento. No entanto, para poder determinar a capacidade da viga dessa maneira, é necessário que a seção do aço seja compacta.

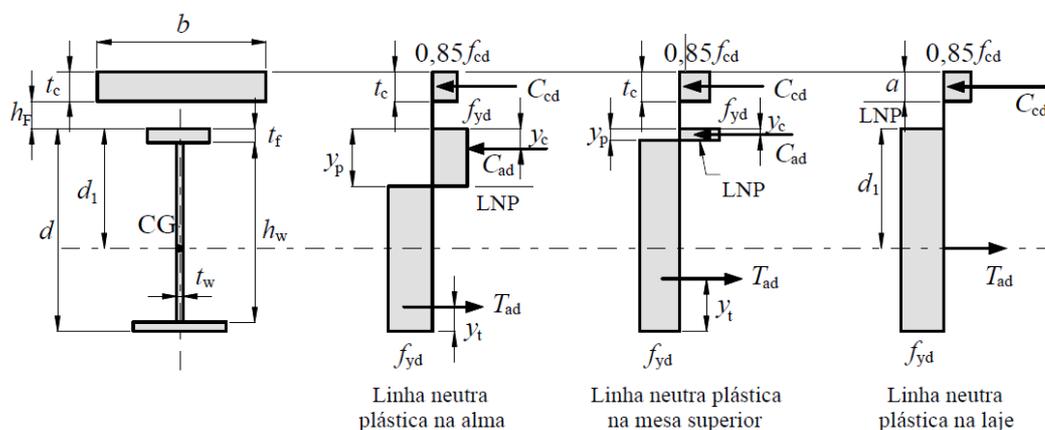
### 2.5.1 Posição da linha neutra

Para calcular o momento fletor resistente da viga mista é necessário descobrir qual a posição da linha neutra na seção transversal. Segundo a NBR8800:2008, existem quatro possibilidades de cálculo para as seções de aço classificadas como compactas:

- Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto
- Viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço.
- Viga mista de alma cheia com interação parcial
- Treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto

A seguir será esclarecido o roteiro de cálculo para os itens a) e b), pois os conectores de cisalhamento neste projeto serão dimensionados de modo a obter uma viga mista com interação completa.

Figura 2.2 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo



Fonte: NBR 8800 (2008)

#### 2.5.1.1 Linha neutra na laje de concreto

A viga mista terá a linha neutra na laje de concreto se:

- $\Sigma Q_{Rd} \geq A_a f_{yd}$  (que determina se interação é completa);

- $0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd}$ , (que determina se a resultante de tração da viga de aço é menor do que a resultante de compressão da laje de concreto, e conseqüentemente, determina a posição da linha neutra)

onde:

$\Sigma Q_{Rd}$  = o somatório das forças resistente de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$b$  = a largura efetiva da laje de concreto;

$t_c$  = a altura da laje de concreto;

$A_a$  = a área do perfil de aço;

Nessas condições, considera-se que:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (1)$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (2)$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} \leq t_c \quad (3)$$

Onde:

$C_{cd}$  = a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$T_{ad}$  = a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

$a$  = a espessura da região comprimida da laje;

Portanto para que a LN se encontre na laje de concreto:

$$C_{cd} \geq T_{ad}$$

Quando a posição da linha neutra está na laje de concreto, o momento fletor resistente é igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left( d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (4)$$

onde:

$\beta_{vm} = 1,00$  para vigas biapoiadas;  $d_1 =$  a distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$h_F =$  a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje como fôrma de aço incorporada;

$t_c =$  a espessura da laje de concreto

### 2.5.1.2 Linha neutra no perfil de aço

A viga mista terá a linha neutra no perfil de aço se:

- $\Sigma Q_{Rd} \geq 0,85 f_{cd} b t_c$  (que determina se interação é completa)
- $A_a f_{yd} \geq 0,85 f_{cd} b t_c$  (que determina se a resultante de tração da viga de aço é maior do que a resultante de compressão da laje de concreto, e conseqüentemente, determina a posição da linha neutra).

Se essas condições estiverem satisfeitas, considera-se que:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c \quad (5)$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (6)$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (7)$$

Onde:

$C_{cd} =$  a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

$C_{ad} =$  a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

$T_{ad} =$  a força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço.

Agora é necessário descobrir se a linha neutra encontra-se na mesa superior ou na alma do perfil de aço.

Se a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço for menor que a resistência da mesa superior do perfil de aço ( $C_{ad} \leq A_{af}f_{yd}$ ), a linha neutra está na alma. Sendo que,  $A_{af}$  é a área da mesa superior do perfil de aço.

Se a linha neutra estiver na mesa superior, a posição da linha neutra medida a partir do tipo do perfil de aço ( $y_p$ ) é determinada como indicado a seguir:

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_{af}f_{yd}} t_f \quad (8)$$

Se a linha neutra estiver na alma:

$$y_p = t_f + h_w \left( \frac{C_{ad} - A_{af}f_{yd}}{A_{aw}f_{yd}} \right) \quad (9)$$

onde:

$t_f$  = a espessura da mesa superior do perfil de aço igual;

$h_w$  = a altura da alma;

$A_{aw}$  = a área da alma do perfil de aço;

Quando a linha neutra está no perfil de aço, a fórmula para calcular o momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} [C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left( \frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right)] \quad (10)$$

onde:

$y_t$  = a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

$y_c$  = a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

$d$  = altura total do perfil de aço;

## 2.6 VERIFICAÇÃO QUANTO À FORÇA CORTANTE

Para poder calcular a força cortante resistente de cálculo, é necessário comparar o índice de esbeltez da seção metálica ( $\lambda$ ) em relação ao parâmetro de esbeltez limite para seções compactas ( $\lambda_p$ ) e para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ). Segundo a NBR 8800 (2008), em seções I, H e U fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante  $V_{Rd}$  é dada por:

$$\lambda \leq \lambda_p: V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (11)$$

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (12)$$

$$\lambda > \lambda_r: V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (13)$$

sendo

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (14)$$

$$\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} \quad (15)$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} \quad (16)$$

$k_v$  = o valor da rigidez dos enrijecedores;

$V_{pl}$  = a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento ( $V_{pl} = 0,6A_w f_y$ );

$A_w$  = a área efetiva de cisalhamento ( $A_w = 0,6 * d * t_w$ );

$h$  = a altura da alma;

$t_w$  = a espessura da alma;

$d$  = a altura total da seção transversal;

$\gamma_{a1}$  = o coeficiente de ponderação das resistências para o aço estrutural para estados-limites últimos relacionados a escoamento flambagem e instabilidade.

## 2.7 MÉTODO DOS ESTADOS-LIMITES

O método dos estados-limites é usado para saber se a estrutura atende aos objetivos para os quais ela foi projetada. “O método dos estados-limites utilizado para o dimensionamento de uma estrutura exige que nenhum estado-limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações.” (NBR 8800:2008)

### 2.7.1 Estados-limites últimos

Segundo a NBR 8800 (2008), os estados-limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações na situação mais desfavorável das ações previstas em toda a vida útil, durante a construção ou quando atuar uma ação especial ou excepcional. Esse estado-limite está relacionado ao colapso total ou parcial da estrutura e por esse motivo, tem uma probabilidade bem pequena de ocorrência.

A condição usual de segurança referente aos estados-limites últimos é:

$$R_d \geq S_d$$

onde:

$R_d$  representa os valores de cálculo dos esforços resistentes;

$S_d$  representa os valores de cálculo dos esforços atuantes.

### 2.7.2 Estados-limites de serviço

Os estados-limites de serviço são verificados quando a estrutura está sob condições normais de utilização. Permite-se uma maior probabilidade de ocorrência deste estado-limite, pois ele está relacionado à interrupção do uso

normal da estrutura, aos danos e à deterioração da mesma e não ao seu colapso. Alguns exemplos de fenômenos nesse estado-limite são: deslocamentos excessivos, vibrações e deformações permanentes. A condição referente a esse estado-limite é dada por:

$$S_{ser} \leq S_{lim}$$

onde:

$S_{ser}$  representa os valores dos efeitos estruturais de interesse;

$S_{lim}$  representa os valores-limites adotados para esses efeitos.

## 2.8 COMBINAÇÕES DAS AÇÕES

### 2.8.1 Combinações de ações para os estados-limites últimos

Uma combinação última pode ser classificada em normal, especial, de construção ou excepcional. Neste projeto serão verificadas somente as combinações últimas normais e de construção, que serão explicadas a seguir.

As combinações últimas normais decorrem do uso previsto para a estrutura. Nas combinações feitas devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal e as demais ações variáveis, que são secundárias, com os valores reduzidos de combinação. A combinação última normal é feita usando a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (17)$$

As combinações últimas de construção são consideradas nas estruturas onde existe a possibilidade de que aconteça estados-limite últimos durante a fase de construção. Neste caso a expressão a seguir é aplicada:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}] \quad (18)$$

onde:

$F_{Gi,k}$  = o valor característico das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$  = o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação (normal) e é o valor característico da ação variável admitida como principal para a situação transitória considerada (de construção);

$\psi_{0j}F_{Qj,k}$  = o valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis;

$\psi_{0j,ef}$  representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável  $F_{Q1}$  (os fatores  $\psi_{0j,ef}$  são iguais aos fatores  $\psi_{0j}$  adotados nas combinações normais, salvo quando a ação variável especial  $F_{Q1}$ , tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que  $\psi_{0j,ef}$  podem ser tomados como os correspondentes fatores de redução  $\psi_{2j}$ ).

Os coeficientes de ponderação são  $\gamma_{gi}$  e  $\gamma_q$ , para as ações permanentes e variáveis respectivamente e assumem valores diferentes para as combinações normais e de construção.

### 2.8.2 Combinações de ações para os estados-limites de serviço

Existem três tipos de combinações de serviço e elas são classificadas de acordo com o tempo em que atuam sobre a estrutura. Elas são as quase permanentes, as frequentes e as raras. Neste projeto serão utilizadas as combinações quase permanentes e as frequentes que serão vistas a seguir.

Segundo a NBR 8800 (2008), as combinações quase permanentes podem atuar durante uma grande parte da vida útil da estrutura, normalmente metade do período. São combinações utilizadas para os efeitos de longa duração e aparência (deslocamentos excessivos que não comprometem os componentes da estrutura) da construção. Nessas combinações, as ações variáveis possuem valores quase permanentes  $\psi_2 F_{Q,k}$ . A combinação feita é:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (20)$$

“As combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de  $10^5$  vezes em 50 anos, ou que tenham duração total a uma parte não desprezável desse período, da ordem de 5%.” (NBR 8800:2008) São as combinações utilizadas para os estados-limites que são reversíveis, pois não causam danos permanentes na construção, incluindo também componentes que são relacionados ao conforto do usuário, vibrações excessivas, movimentos laterais fortes, acúmulo de água e abertura de fissuras. O que muda na expressão das combinações frequentes é que a ação variável principal  $F_{Q1}$  é multiplicada por seu valor frequente ( $\psi_1$ ) e as outras ações variáveis são multiplicadas por seus valores quase permanentes ( $\psi_2$ ). A fórmula desse tipo de combinação fica da seguinte maneira:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (21)$$

Além dessas combinações, será utilizada também neste trabalho a combinação frequente de fadiga que é demonstrada abaixo:

### 2.8.3 Coeficientes de ponderação das ações

#### 2.8.3.1 Ações permanentes

A NBR 8681 (2003) possui a seguinte tabela para os coeficientes de ponderação das ações permanentes.

Tabela 2.2 – Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas consideradas separadamente

Combinação	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,20	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,25	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,30	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,40	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,10	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,15	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados <sup>1)</sup>	1,15	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,20	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos <sup>2)</sup>	1,30	1,0

<sup>1)</sup> Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado.  
<sup>2)</sup> Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos.

Fonte: NBR 8681 (2003) – Ações e Segurança nas Estruturas

No entanto a norma também possui valores de coeficientes caso todas as ações sejam agrupadas. Para esse caso a norma disponibiliza uma tabela com os seguintes valores.

Tabela 2.3 – Coeficientes de ponderação para ações permanentes diretas agrupadas

Combinação	Tipo de estrutura	Efeito	
		Desfavorável	Favorável
Normal	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,35	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,25	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes <sup>1)</sup>	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral <sup>2)</sup>	1,15	1,0
	Edificação tipo 2 <sup>3)</sup>	1,20	1,0

<sup>1)</sup> Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações permanentes.  
<sup>2)</sup> Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m<sup>2</sup>.  
<sup>3)</sup> Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m<sup>2</sup>.

Fonte: NBR 8681 (2003) – Ações e Segurança nas Estruturas

Sendo assim, é possível agrupar todos os valores das ações permanentes em um só coeficiente, que seria igual a 1,35 para o caso de pontes em geral.

### 2.8.3.2 Ações variáveis

Em relação às ações variáveis, também é possível agrupar os valores dos coeficientes considerados separadamente em um único valor. Esses valores são dados pela NBR 8681 (2003) e são demonstrados na tabela abaixo.

Tabela 2.4 – Coeficientes de ponderação para ações variáveis consideradas conjuntamente

Combinação	Tipo de estrutura	Coeficiente de ponderação
Normal	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especial ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcional	Estruturas em geral	1,0

<sup>1)</sup> Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na tabela 5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme tabela 3 e o efeito de temperatura conforme tabela 4.

Fonte: NBR 8681 (2003) – Ações e Segurança nas Estruturas

Considerando os valores da tabela, é possível utilizar o coeficiente de ponderação igual à 1,5 para a ponte em estudo.

### 2.8.4 Fatores de combinação e de redução

A NBR 8800 (2008), também disponibiliza tabelas para os fatores de combinação  $\psi_0$  e para os fatores de redução  $\psi_1$  e  $\psi_2$  referentes às combinações de serviço. Os valores estão na tabela abaixo.

Tabela 2.5 – Valores dos fatores de combinação e de redução para as ações variáveis

Ações	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$ <sup>3), 4)</sup>
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>1)</sup>	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>2)</sup>	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
<sup>1)</sup> Edificações residenciais, de acesso restrito.			
<sup>2)</sup> Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.			
<sup>3)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para $\psi_2$ o valor zero.			
<sup>4)</sup> Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução $\psi_2$ pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas

### 2.8.5 Fatores de redução aplicável à verificação de fadiga

Segundo a NBR 8681 (2003), quando falta informações que definem a frequência de repetição de cada nível de carga, a verificação da fadiga pode ser feita utilizando um único nível de carga. Esse nível de carga é definido pela carga frequente de fadiga  $\psi_{1,fad} F_{qk}$ , que corresponde à um número específico de ciclos de carga. Os fatores de redução e o número de repetições  $N$  para cada tipo de carga móvel, que durante a vida útil, pode causar uma ruptura por fadiga, estão definidos na tabela 2.7.

Tabela 2.6 - Valores dos fatores de redução para combinação frequente de fadiga

Carga móvel e seus efeitos dinâmicos	$\Psi_{1,fad}$	$N$
Passarelas de pedestres	0	-
Pontes rodoviárias		
Laje do tabuleiro	0,8	$2 \times 10^6$
Vigas transversais	0,7	$2 \times 10^6$
Vigas longitudinais <sup>1)</sup>		$2 \times 10^6$
– vão até 100 m	0,5	$2 \times 10^6$
– vão de 200 m	0,4	$2 \times 10^6$
– vão $\geq 300$ m	0,3	$2 \times 10^6$
– meso e infraestrutura <sup>6)</sup>	0	$2 \times 10^6$
Pontes em ferrovias especializadas	1,0	$2 \times 10^6$
Pontes em ferrovias não especializadas	0,8	$2 \times 10^6$
Pontes rolantes <sup>5)</sup>		
Leves ou de uso eventual	0	20 000
Moderadas <sup>2)</sup>	1,0	100 000
Pesadas <sup>3)</sup>	1,0	500 000
Severas <sup>4)</sup>	1,0	$2 \times 10^6$

<sup>1)</sup> O valor de  $\Psi_{1,fad}$  pode ser interpolado linearmente entre 100 m e 300 m.  
<sup>2)</sup> Caso em que 50% dos ciclos ocorrem sob carga nominal.  
<sup>3)</sup> Caso em que 65% dos ciclos ocorrem sob carga nominal.  
<sup>4)</sup> Caso em que 80% dos ciclos ocorrem sob carga nominal.  
<sup>5)</sup> Na falta de indicação precisa do ciclo operacional da ponte rolante, permite-se o uso dos valores fornecidos nesta tabela.  
<sup>6)</sup> Desde que ligadas à super apenas por aparelhos de apoio. Não é o caso, por exemplo, de pontes em pórtico ou estaiadas.

Fonte: NBR 8681:2003 – Ações e Segurança nas Estruturas

## 2.9 DEFORMAÇÕES

De acordo com a NBR 8800 (2008), as propriedades geométricas da seção mista devem ser obtidas através de uma homogeneização teórica da seção, onde a seção de aço fica com as dimensões originais e a largura efetiva da laje de concreto é dividida pela razão modular de  $\alpha_E = \frac{E}{E_c}$ , sendo  $E$  e  $E_c$  os módulos de elasticidade do aço e do concreto, respectivamente. Os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto) devem ser calculados de acordo com a NBR 6118, porém a NBR 8800 permite calcular esses efeitos de maneira simplificada. Isso é, multiplicando a razão modular  $\alpha_E$  por 3 para determinar os deslocamentos devido às ações permanentes e dos valores quase permanentes das ações variáveis.

A primeira flecha a ser verificada é a flecha devido às cargas variáveis imediatas. Essa flecha é calculada usando a primeira seção transformada, pois não leva em conta os efeitos de longa duração. O limite

para a deformação devido à ação das cargas acidentais é  $\frac{L}{800}$ , esse valor é recomendado pela Associação Norte-americana dos Servidores Estaduais Rodoviários e de Transporte (em inglês AASHTO) para pontes rodoviárias e também adotado pelo “Manual de Construção em Aço – Pontes e Viadutos em Vigas Mistas” elaborado pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço.

Outra verificação necessária é o cálculo da flecha total, que é feito de acordo com a combinação quase permanente, e nela existem três valores de flecha que são somados:

- 1) A primeira parcela é calculada considerando a viga na fase construtiva. Faz-se a redução da laje utilizando  $3\alpha_E$  e determina-se que o momento de inércia da seção homogeneizada e o centro geométrico da mesma. Então calcula-se a flecha devido às ações variáveis considerando uma duração longa.
- 2) A segunda parcela da deformação total seria a deformação devido à sobrecarga após a cura do concreto. Neste caso, usa-se a segunda seção transformada da laje utilizando  $3\alpha_E$ .
- 3) A última parcela do cálculo da flecha é a flecha devido às cargas variáveis (no caso deste projeto, o trem-tipo), considerando os efeitos de longa duração do concreto (segunda seção transformada). O valor encontrado é multiplicado pelo coeficiente de ponderação para cargas variáveis na combinação quase permanente.

De acordo com a NBR 6118 (2014), a maior flecha possível de acordo com a NBR 6118:2014 é  $\frac{1}{250}$  do vão. Porém se o valor for maior que o valor admissível, é permitido utilizar uma contraflecha. O valor máximo que pode ser adotado para uma contraflecha é  $\frac{1}{350}$  do valor do vão.

## 2.10 FADIGA

De acordo com PINHO e BELLEI (2007), que se basearam nas normas americanas AASHTO para pontes (2002), a fadiga nas pontes mistas pode ser verificada de acordo com a sequência de cálculos a seguir. Primeiramente deve-se encontrar a tensão máxima ( $\sigma_{\max}$ ) na viga mista. Essa tensão é calculada com os valores da seção transformada, onde a parte

de concreto da viga assume um tamanho menor até se igualar ao módulo de elasticidade do aço. Também é importante mencionar que para a verificação da fadiga utiliza-se somente a carga móvel da ponte.

$$\sigma_{\max} = \frac{M_q}{W_{tr}} \quad (22)$$

Onde

$M_q$  é o momento característico das cargas móveis

$W_{tr}$  é o módulo de resistência elástico da seção transformada  $\left(\frac{I_{tr}}{y_{tr}}\right)$

Então compara-se esse valor com a faixa de tensão admissível para saber se a verificação está satisfeita quanto à fadiga.

## 2.11 ESCORAMENTO DAS CONSTRUÇÕES

Existem duas possibilidades para a execução das vigas mistas em pontes: construção escorada ou não escorada. A cura do concreto é considerada completa quando o concreto atinge 75% de sua resistência característica à compressão aos 28 dias.

### 2.11.1 Escorada

Quando a estrutura é escorada, as vigas de aço permanecem sem quase nenhuma solicitação até a retirada do sistema de suporte, que acontece após a cura do concreto. Neste caso, todas as ações, inclusive as que surgem antes da cura do concreto, solicitam a viga mista.

### 2.11.2 Não escorada

A estrutura em estudo neste trabalho, será considerada como uma construção não escorada, e, portanto, o sistema misto só ocorrerá após a cura do concreto. Nas construções sem escoramento, as vigas de aço necessitam ser verificadas quanto aos estados-limites últimos flambagem

lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM) e flambagem local da alma (FLA). Nas vigas mistas, a mesa superior do perfil de aço está unida à laje de concreto através dos conectores e por isso geralmente não é possível ocorrer flambagem lateral com torção (FLT). Outra verificação que não é necessária é a flambagem local da mesa comprimida do perfil metálico (FLM), pois mesmo que essa mesa esteja sofrendo compressão, a flambagem será impedida pela existência da mesa de concreto. Portanto, o único estado-limite usual que deve ser verificado é a flambagem local da alma (FLA). Porém, se a alma da viga metálica for compacta, essa verificação também não será necessária.

Existe a possibilidade de acontecer flambagem quando a viga metálica está sem a pré-laje de concreto, porém será considerado neste trabalho que serão tomadas as medidas necessárias para que isso não aconteça durante a fase de pre-fabricação da peça.

## **2.12 PONTES**

Desde a antiguidade as pontes são necessárias para a locomoção de pessoas e produtos. “Denomina-se ponte a obra destinada a transposição de obstáculos à continuidade do leito normal de uma via, tais como rios, braços de mar, vales profundos, outras vias etc. Quando a ponte tem por objetivo a transposição de vales, outras vias ou obstáculos em geral não constituídos por água é, comumente, denominada viaduto.” (PFEIL, 1979).

As primeiras pontes foram construídas utilizando pedras e posteriormente madeira. Somente por volta do século 18, começaram a utilizar o ferro para a construção de pontes. Em 1857 foi construída, o que acreditam que seja, a ponte mais antiga do Brasil e ela foi feita de ferro pudlado, que é um ferro fundido melhorado. A ponte fica sobre o rio Paraíba do Sul na cidade do mesmo nome. A primeira ponte com treliça completamente em aço foi construída no Estados Unidos no ano de 1840. No Brasil, essas pontes surgiram entre os anos de 1850 e 1880. Alguns exemplos são a ponte Boa Vista em Recife construída em 1850 e a ponte Benjamin Consant em Manaus construída no ano de 1880.

As pontes podem ser divididas em três partes fundamentais: infraestrutura, mesoestrutura e superestrutura. A infraestrutura, ou fundação, recebe as cargas da estrutura, transmitindo-as para o solo. As fundações podem ser diretas ou profundas. A escolha entre uma fundação profunda ou superficial vai depender da resistência do solo no local da construção. De acordo com Vitório (2002), a mesoestrutura possui a função de transferir os carregamentos da superestrutura para a infraestrutura e é constituída por pilares, travessas e encontros. Além do carregamento da superestrutura, pode receber esforços diretos proveniente do vento, da água em movimento e empuxos de terra. Por último temos a superestrutura, que é a parte da ponte que é responsável por vencer o vão necessário e que recebe de forma direta as cargas provenientes dos veículos, e transmite-as para a mesoestrutura. Pode ser composta de vigas principais ou longarinas, de transversinas e de lajes superior e inferior. Alguns tipos de superestruturas são: as vigas de alma cheia, treliças, vigas em caixão, pórticos, arcos, vigas mistas e suspensas por cabos.

Segundo Pfeil (1979) as pontes são normalmente classificadas quanto à sua finalidade, quanto ao material utilizados na sua construção, quanto ao tipo estrutural, quanto ao tempo que serão utilizadas, e quanto à fixidez e mobilidade do estrado. Quanto à sua finalidade podem ser classificadas em pontes rodoviárias, ferroviárias, passarelas (pedestres), aeroviárias e vias navegáveis (ponte canal). Quanto ao material, elas podem ser de madeira, de pedra, de concreto armado, normal ou protendido e metálicas. Apesar de Pfeil não mencionar, é possível também a construção de pontes de estruturas mistas, sendo mais comum as pontes de aço e concreto. Quanto ao tipo estrutural, Pfeil (1979) classifica as pontes em laje, vigas retas de alma cheia, vigas retas em treliça, em quadro rígido, em arcos ou abóbodas e pênseis ou suspensas.

### **2.12.1 Pontes mistas**

Segundo PINHO e BELLEI (2007) uma ponte mista é a combinação de vigas metálicas com um tabuleiro de concreto utilizando conectores de cisalhamento, sendo os conectores mais utilizados os pinos do tipo “Stud” ou

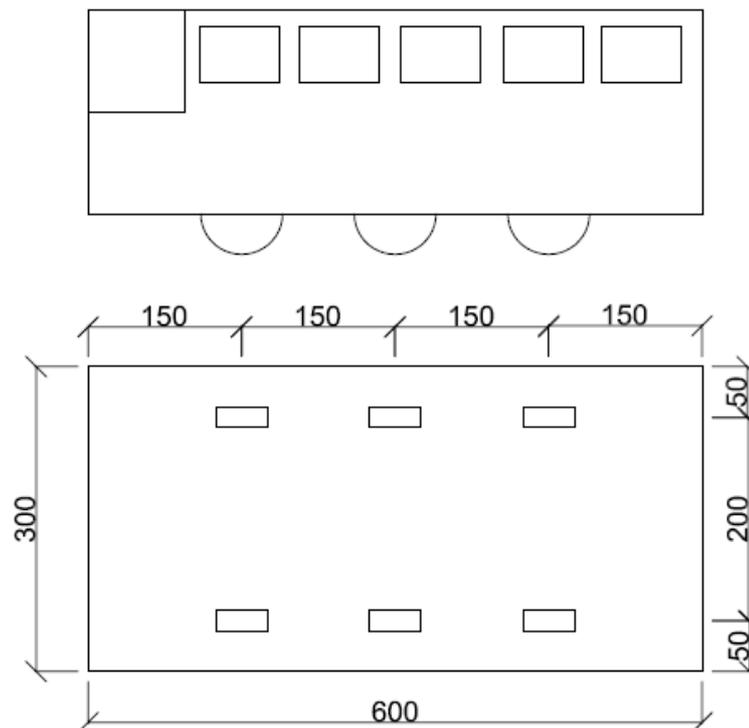
os perfis laminados tipo U. Essas pontes tem um bom custo-benefício para vãos de 20 a 50 metros.

No Brasil muitas pontes com vigas mistas foram construídas nos últimos 30 anos. Nestas pontes o tabuleiro era de concreto e as vigas eram de aço e os dois materiais trabalham juntos para um melhor desempenho. Para que isso seja possível, precisa-se soldar a mesa de concreto com as vigas metálicas através de conectores que podem ser do tipo U, L, espirais ou pinos (Studs). Algumas construções mistas no Brasil são o elevado de Perimetral construídos em 1973 e o elevado da Linha Vermelha também construído em 1973 no Rio de Janeiro. Um outro exemplo é a Ponte Pedro Ivo em Florianópolis que foi concluída em 1990. Ela possui um comprimento de 1252 metros e é constituída de perfis de aço Corten e laje de concreto armado nos tramos menores e tem estrutura toda em aço nos tramos maiores. Nas partes mistas, as lajes foram concretadas *in situ* e ligadas à estrutura metálica através de conectores circulares de cabeça soldados na parte superior do perfil.

### **2.12.2 Ações variáveis nas pontes**

Quanto às ações variáveis, esse projeto será feito de acordo com o que diz a NBR 7188 (1984). A norma fixa as cargas móveis a serem utilizadas no cálculo de pontes rodoviárias e passarelas de pedestres e correspondem a um carregamento característico que tem uma pequena probabilidade de ser ultrapassado durante a vida útil da ponte. Existem 3 tipos de classes de cargas (trens-tipo): classe 45, classe 30 e classe 12. Os trens-tipos são formados por um veículo de três metros de largura e seis metros de comprimento e de cargas uniformemente distribuídas de intensidades “ p ” para a pista e “ p’ ” para o passeio.

Figura 2.3 - Dimensões de um veículo tipo e posição e distância entre as rodas de acordo com a NBR 7188 (1984) (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Tabela 2.7- Cargas dos veículos tipo de acordo com a NBR 7188 (1984)

Classe da Ponte	Peso Total do Veículo (kN)	Carga Uniforme $p$ (kN/m <sup>2</sup> )	Carga Uniforme $p'$ (kN/m <sup>2</sup> )	Disposição das Cargas
45	450	5	3	"p" em toda a pista
30	300	5	3	"p" em toda a pista
12	120	4	3	"p" nos passeios

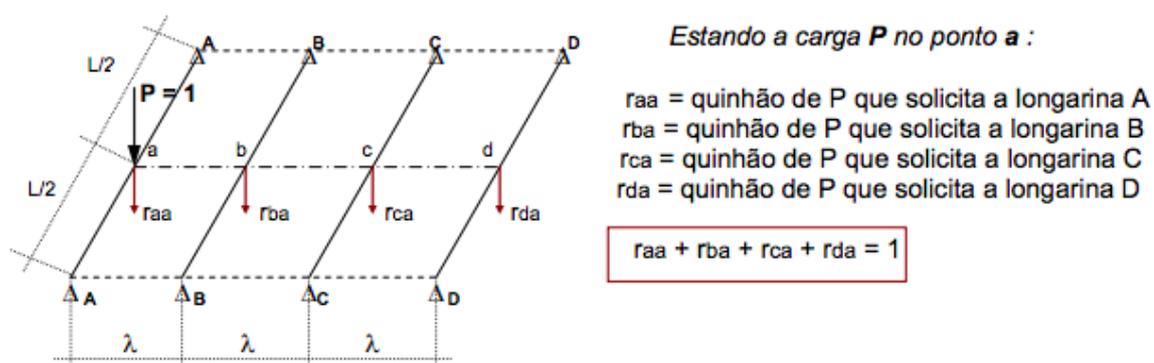
Fonte: Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (2007)

### 2.12.3 Método de Leonhardt

Existem diversos métodos para calcular os esforços no tabuleiro de uma ponte. Entre eles encontra-se o método de Leonhardt. Ele aplica a

Teoria das Deformações Elásticas para descobrir os esforços em uma grelha plana ao considerar que existe apenas uma transversina central e que as vigas principais possuem um momento de inércia constante e são simplesmente apoiadas. Este método pode ser utilizado nos casos em que as transversinas não podem ser consideradas de rigidez infinita, caso que poderia ser resolvido pelo método de Courbon. É possível notar que diferente de Courbon, existe uma não-linearidade nas deformações verticais das vigas principais e transversinas, e conseqüentemente dos coeficientes de distribuição transversal. Para facilitar o processo, Leonhardt criou tabelas práticas para calcular a distribuição vertical nas grelhas planas. Calculando o grau de rigidez da grelha, é possível descobrir qual a melhor tabela a ser utilizada.

Figura 2.4 - Aplicação do método de Leonhardt



Fonte: Neto - Apostila de Pontes Mackenzie

Para utilizar o método de Leonhardt é necessário achar a inércia equivalente de uma única transversina no meio do vão, dado por:

$$\bar{J}_{eq} = k \cdot \bar{J} \quad (23)$$

onde

$\bar{J}$  = o valor de inércia de cada transversina;

$k$  = um coeficiente numérico que é obtido através da tabela abaixo

Tabela 2.8 - Valores de k para cada número de transversinas

Número de transversinas igualmente espaçadas (tirando as no apoio)	1	2	3	4	5	6
Coefficiente k	1	1	1,6	1,6	2	2

Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Em seguida é feito o cálculo do grau de rigidez da grelha, onde é usada a seguinte equação:

$$\zeta = \frac{\overline{J_{eq}}}{J} \left( \frac{l}{2a} \right)^3 \quad (24)$$

onde:

$J$  é o momento de inércia da longarina;

$l$  é o comprimento da longarina;

$a$  é o espaçamento entre as longarinas.

O valor do grau de rigidez da grelha, é inserido nas tabelas de Leonhardt para descobrir os coeficientes de repartição transversal, que determinam como as cargas serão distribuídas na seção transversal. Os possíveis valores de grau de rigidez da grelha vão de 1 a 500. Se o valor for maior que 500, a grelha possui rigidez infinita, e assim os valores de repartição transversal se igualam ao método de Courbon.

Com os valores de repartição transversal é possível descobrir a parcela de carga que está atuando sobre cada longarina após a distribuição das cargas através das transversinas. Juntando os valores das cargas permanentes e móveis, é possível calcular os esforços solicitantes para as vigas principais (fletores e cortantes) através das linhas de influência.

#### 2.12.4 Laje de pontes

Para calcular as solicitações nas lajes das pontes é utilizada a teoria elástica das placas. Segundo SPERNAU (2012), as principais solicitações nas lajes são causadas pelas cargas concentradas das rodas dos veículos

que por ela passam. Para calcular essas solicitações, utilizam-se superfícies de influência. Eles possuem o mesmo princípio das linhas de influência, porém são adaptados para o espaço bidimensional da laje. Para definir o esforço que atua sobre a laje, deve-se colocar o trem-tipo sobre a superfície de influência, na posição que retorna o valor mais desfavorável.

Para facilitar o cálculo das solicitações nas lajes, foram criadas tabelas para diversos tipos de cargas e condições de apoios que fornecem os principais valores de momentos fletores e esforços cortantes. As tabelas mais utilizadas são as de Rüsç, que são aplicáveis a lajes retangulares e utilizam os carregamentos rodoviários das normas alemãs. Como as normas brasileiras utilizam a mesma geometria de carregamentos que as normas da Alemanha, as tabelas também podem ser utilizadas para cálculo de lajes no Brasil.

Neste método os esforços devido às cargas móveis são obtidos pela expressão:

$$M_q = \varphi [P M_L + p (M_p + M_{p'})] \quad (25)$$

onde:

$\varphi$  = o coeficiente de impacto vertical;

P = a carga de uma roda do veículo tipo;

p = a carga uniforme na frente e atrás do veículo;

p' = a carga uniforme accidental devida a pedestres;

$M_L$ ,  $M_p$  e  $M_{p'}$  são coeficientes obtidos das tabelas de Rüsç.

Para a escolha da tabela de Rüsç a ser utilizada, deve-se avaliar os seguintes parâmetros: vinculação dos bordos, relação de vãos e direção do tráfego. A próxima etapa é obter da tabela escolhida os coeficientes  $M_L$ ,  $M_p$  e  $M_{p'}$ . Para obter os coeficientes da tabela, os parâmetros utilizados são:  $\frac{l_x}{a}$  e  $\frac{t}{a}$ , onde  $a$  é a distância entre centros de roda de um mesmo eixo (2 metros) e  $t$  é o lado de um quadrado que substitui a área retangular de distribuição de uma roda ao nível da semi-espessura da laje.

Como as tabelas de Rüsç utilizam uma área de contato quadrada das rodas com a pista e a norma brasileira admitem uma área retangular, é necessário fazer uma adaptação da tabela. Para isso é calculado o lado de um quadrado equivalente à área retangular das normas brasileiras com a seguinte fórmula:

$$b' = \sqrt{20 b} \quad (26)$$

Esse valor pode ser substituído no cálculo do valor de  $t$  da seguinte maneira:

$$t = b' + 2 f + h \quad (27)$$

sendo

$f$  = a espessura do pavimento

$h$  = a espessura da laje

e considerando uma distribuição a 45°.

## 2.13 SISTEMA VFT® – VIGAS MISTAS PRÉ-FABRICADAS

### 2.13.1 Descrição do sistema

Nas construções convencionais de pontes mistas, as cargas das formas de concreto e do próprio concreto atuam nas vigas de aço. Somente as cargas do tabuleiro e do tráfego, que são aplicadas subsequentemente à concretagem da laje e sua solidarização com a viga de aço, atuam na seção mista. Portanto, durante a fase de construção, o comportamento das vigas pode ser instável, devido à baixa rigidez horizontal. Esta instabilidade deve ser compensada através da integração de cintas de reforço, que requerem mais tempo, são caras e no caso de viadutos, obstruem o tráfego abaixo durante a montagem.

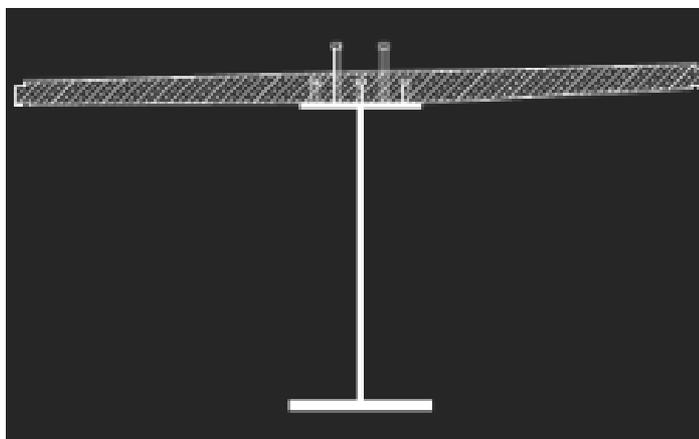
Vendo os ótimos resultados obtidos com a pré-fabricação de elementos estruturais, a SSF Ingenieure desenvolveu o método VFT®

(Verbund-Fertigteil-Träger), que significa “Vigas Mistas Pré-Fabricadas”. Este método pode ser aplicado em pontes com vãos de 20 a 80 metros e visa solucionar os problemas de instabilidade das pontes mistas convencionais.

A essência do sistema VFT® é a junção feita em fábrica de vigas de aço com uma camada de dez a doze centímetros de concreto pré-moldado. Essa camada de concreto atua como forma para a laje concretada *in situ* e coopera ativamente com a viga para contribuir para a capacidade de cargas acidentais e permanentes. Além disso, ela estabiliza a viga durante o transporte e durante a fase de construção.

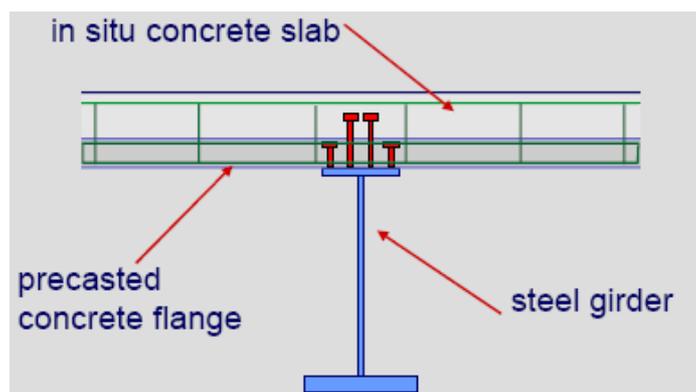
Segundo a SSF Ingenieure, as vigas do sistema VFT® podem ser quase toda pré-fabricada. A parte superior de concreto da viga atua como uma seção transversal econômica sob compressão, também como um elemento de casca para a laje da ponte e como um elemento estabilizador horizontal. Cintas de construção e de inclinação não são mais necessários para a concretagem da laje de concreto *in-situ* e a quantidade de aço de construção necessária é consideravelmente reduzida.

Figura 2.5 - Viga mista pré-fabricada (VFT®)



Fonte: Skalska (2009)

Figura 2.6 - Viga mista pré-fabricada com laje de concreto (VFT®)



Fonte: Skalska (2009)

Com a viga mista pré-fabricada, vãos maiores podem ser projetados resultando em construções mais esbeltas, que não seriam possíveis em concreto protendido. Como o peso da unidade de construção individual é reduzido, enquanto é mantida a mesma rigidez, os limites de manuseio são estendidos.

As unidades pré-fabricadas VFT® podem ser utilizadas nos seguintes esquemas estáticos: na estrutura com um ou mais vãos, onde a laje da plataforma vai ser rigidamente conectada com o suporte; em vigas simplesmente apoiadas; em vigas contínuas, onde cada vão será conectado ao anterior através do concreto *in situ*; e em vãos construídos pelo método cantilever, onde as unidades pré-fabricadas serão usadas como blocos.

### 2.13.2 Vantagens

Algumas vantagens e benefícios da utilização do sistema VFT® são:

- A alta qualidade da estrutura mantém os custos de manutenção baixo, devido ao forte *design*, com vigas de aço de fácil acesso e uma placa de concreto monolítico *in-situ*.
- Extensa pré-fabricação das vigas reduz a quantidade de trabalho no canteiro de obras, assim a implantação do projeto é muito econômica e o tempo de construção é eficiente.
- As vigas VFT® também podem ser utilizadas em domínios que vão além das utilizações convencionais de vigas de concreto protendido: em vãos simples, sistemas contínuos e viadutos.

- O baixo peso das vigas VFT® aliadas a uma elevada resistência à flexão abre novas dimensões em comprimento de vão das pontes pré-fabricadas e permite a construção de estruturas esbeltas e atraentes.
- As flanges de concreto que formam a seção superior fazem com que as cintas de flambagem nas vigas de aço seja desnecessária, o que reduz consideravelmente a quantidade de aço utilizada na construção, uma vez que o material composto é montado antecipadamente

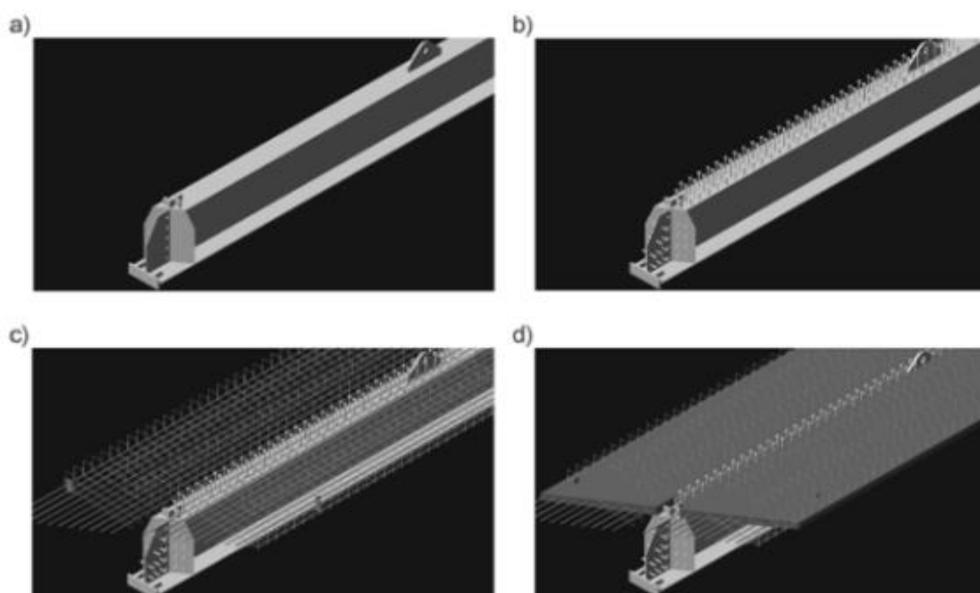
### **2.13.3 Processo de fabricação e montagem**

Segundo a SSF Ingenieure (2012), o processo de fabricação e montagem do sistema de vigas mistas pré-fabricadas normalmente ocorre da seguinte maneira:

1. A parte metálica da viga, que é uma seção transversal I, é totalmente soldada em uma fábrica de estruturas metálicas, implementando as medidas de proteção contra a corrosão.
2. Enquanto está em armazenamento temporário na fábrica, a viga metálica precisa estar sobre cinco pontos de apoios e livre de tensões.
3. Então, a viga é transportada com reboque dirigível para dar sequência ao processo de pré-fabricação. Se as vigas forem emparelhadas durante o transporte, aumentará a rigidez do conjunto.
4. Quando chega na fábrica de pré-fabricação de concreto, a viga precisa continuar sobre cinco pontos de apoio e livre de tensões. Então é feita a preparação da concretagem da mesa superior da viga mista com a utilização de formas e em seguida, a parte metálica da viga é colocada entre essas formas para montagem da armadura passiva. Este processo de pré-fabricação ocorre em ambiente controlado, protegido da ação de intempéries.

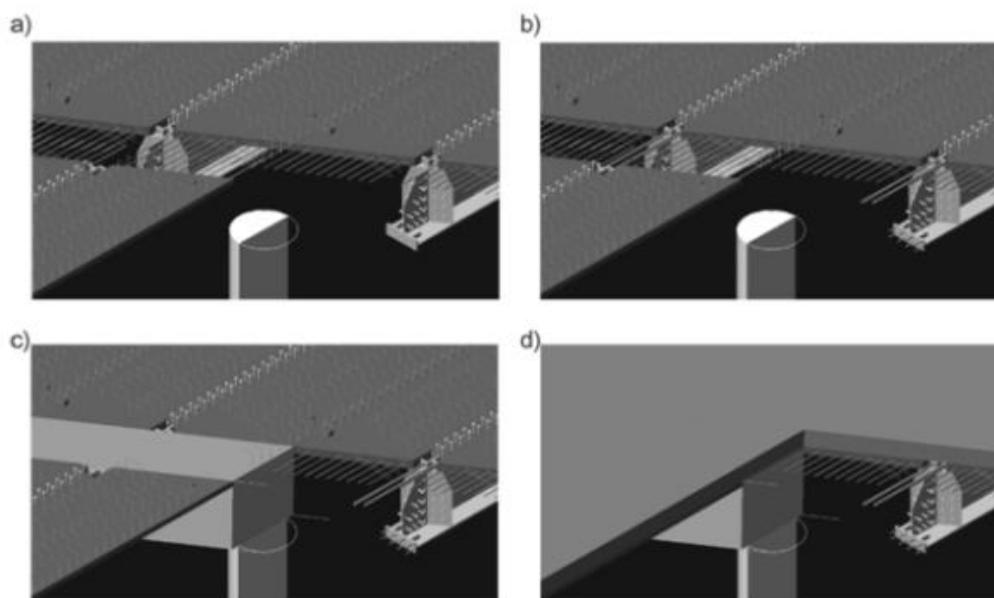
5. Após a disposição da armadura passiva, é realizada a concretagem da mesa superior.
6. Quando prontas, as vigas são transportadas e entregues no local da obra e durante este transporte é necessário utilizar elementos laterais por motivos de segurança.
7. Instalação dos apoios de montagem nos eixos dos encontros de acordo com o projeto.
8. No local da construção, a viga é colocada na sua posição final com o auxílio de guindastes móveis. No caso de vãos múltiplos na estrutura, o próximo passo seria a preparação da armadura passiva para a concretagem dos nós do pórtico e soldagem da viga mista no apoio.
9. Finalmente, é feita a concretagem no local do tabuleiro com o uso de formas fixadas.

Figura 2.7 - Fase de pré-fabricação: a) viga soldada, b) introdução de conectores de cisalhamento de diferentes alturas, c) colocação do reforço da unidade pré-fabricada, d) concretagem da flange pré-fabricada



Fonte: Skalska (2009)

Figura 2.8 - Fase de execução de vão contínuo feito por unidades pré-fabricadas VFT®: a) colocação das unidades pré-fabricadas no apoio temporário, b) para torná-la contínua, c) concretagem das barras, d) concretagem de laje.



Fonte: Skalska (2009)

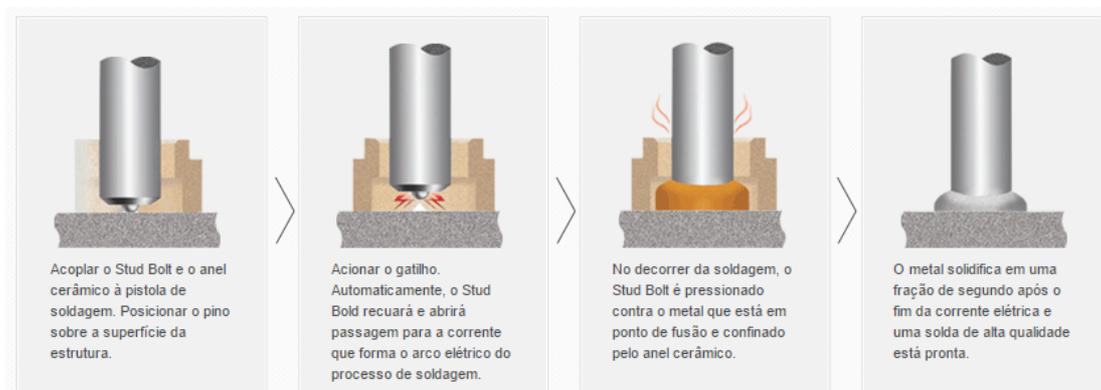
## 2.14 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Nas vigas mistas usuais, os conectores de cisalhamento fazem a conexão entre a laje de concreto e a viga de aço. No caso das vigas VFT®, os conectores fazem a conexão com a mesa de concreto pré-fabricada e com a laje de concreto. Eles são peças metálicas que são soldados na mesa superior da viga metálica e tem como propósito impedir o escorregamento do concreto em relação ao aço, fazendo assim que os dois materiais trabalhem juntos para resistir à flexão. Os conectores mais utilizados neste tipo de estrutura são os do tipo pino com cabeça (stud bolt).

A soldagem do conector de cisalhamento à viga metálica é um processo prático e rápido. Ela acontece através da eletrofusão, utilizando uma pistola especial controlada por temporizador. Primeiramente, acopla-se o stud bolt e o anel cerâmico à pistola de soldagem (utilizado para delimitar a área de soldagem) e posiciona-se o pino sobre a estrutura da superfície. Em seguida, o gatilho é acionado, e o stud bolt abrirá passagem para a corrente que forma o arco elétrico do processo de soldagem. No decorrer da soldagem, o conector é pressionado contra o metal que está em ponto de

usão e confinado pelo anel cerâmico. Finalmente, o metal solidifica alguns segundos após o fim da corrente elétrica, e a cerâmica pode ser descartada.

Figura 2.9 - Soldagem por eletrofusão



Fonte: <<http://www.ciser.com.br/destaques/stud-bolts>>

A interação aço e concreto será completa se houver conectores suficientes para atingir a resistência nominal da viga metálica ao escoamento ou da laje de concreto ao esmagamento. Segundo a NBR 8800 (2008), para este tipo de conectores com diâmetro até 22,2 mm deve ser utilizado o aço ASTM A108-Grau 1020, com resistência ao escoamento de 345 MPa e de ruptura de 415 Mpa.

A norma especifica alguns pré-requisitos quanto a este tipo de conectores. Algumas delas são:

- Após a instalação, devem ter um comprimento mínimo igual a quatro vezes o diâmetro;
- Atender aos critérios estipulados na AWS D1.1 (Código de Soldagem Estrutural – Aço) no que se refere a suas dimensões e sua ligação com o elemento de aço da viga mista;
- Os conectores não podem ter um diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa do perfil metálico no qual estão soldados, excluindo o caso em que eles estejam diretamente na posição que corresponde à alma;
- O cobrimento lateral de concreto deve ser de no mínimo 25 mm;
- Em ambientes com agressividade alta e muito alta (áreas industriais e áreas costeiras com salinidade moderada/alta, áreas offshore,

atmosfera agressiva), o cobrimento de concreto acima da face superior do conector não pode ser inferior ao cobrimento especificado pela NBR 6118 para armadura da laje para concretos com densidade normal.

Também na NBR 8800 (2008) existem pré-requisitos quanto aos conectores em lajes moldadas no local sobre pré-laje de concreto. Eles são:

- Possuir uma altura que ultrapasse a face superior da pré-laje e que permita que sua cabeça fique toda acima da armadura de costura da laje;
- Possuir em toda a altura, o cobrimento lateral de concreto moldado no local com no mínimo 20 mm.

#### 2.14.1 Dimensionamento

Segundo a NBR 8800 (2008), a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (28)$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (29)$$

onde:

$Q_{Rd}$  = a força resistente de cálculo individual dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

$\gamma_{cs}$  = o coeficiente de ponderação da resistência do conector;

$A_{cs}$  = a área da seção transversal do conector;

$E_c$  = o módulo de elasticidade do concreto;

$R_g$  = um coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

$R_p$  = um coeficiente para consideração da posição do conector.

Para encontrar o número de conectores necessários ( $n$ ) entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo é utilizada a expressão a seguir:

$$n = \frac{V_h}{Q_{Rd}} \quad (30)$$

Onde

$V_h$  = a força cortante horizontal que atua entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo, dada pelo menor dos dois valores:  $0,85 f_{ck} b t_c$  e  $A_a f_y$ .

Para o cálculo de  $V_h$  supõe-se que a seção de momento máximo se encontra totalmente plastificada

Quanto ao espaçamento entre conectores, alguns valores precisam ser respeitados. O espaçamento mínimo entre conectores ao longo da viga é seis vezes o diâmetro dos conectores e o espaçamento máximo é oito vezes a espessura da laje.

### 3 DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE – SEÇÃO 1 (INICIAL)

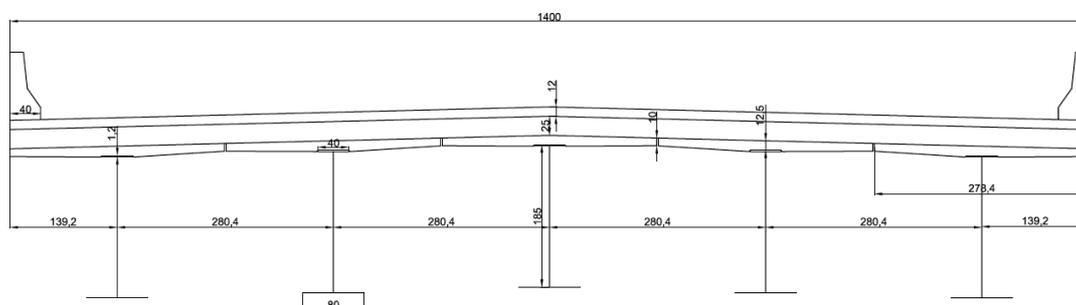
Com base nos documentos fornecidos pela empresa que desenvolveu o método, foi possível fazer um pré-dimensionamento a partir de projetos já existentes. A viga dimensionada a seguir, não será necessariamente a viga final do projeto. Se a viga for superdimensionada ou se não passar nas verificações que precisam ser feitas, ela será descartada, e uma viga mista com novas dimensões será adotada.

As pontes projetadas pela empresa SSF Ingenieure pelo método das vigas mistas pré-fabricadas (VFT®), não possuem transversinas. Porém, neste trabalho serão adotadas três transversinas ao longo da ponte, com as mesmas dimensões que as longarinas. Isso foi feito, pois para utilizar os métodos de cálculo de pontes que foram vistos na graduação (Courbon e Leonhardt), seria necessário o uso das transversinas. As transversinas serão adotadas de modo a obter uma transmissão de esforços eficiente, porém não serão feitos os cálculos e verificações das mesmas.

#### 3.1 PRINCIPAIS DADOS DO PROJETO DA PONTE

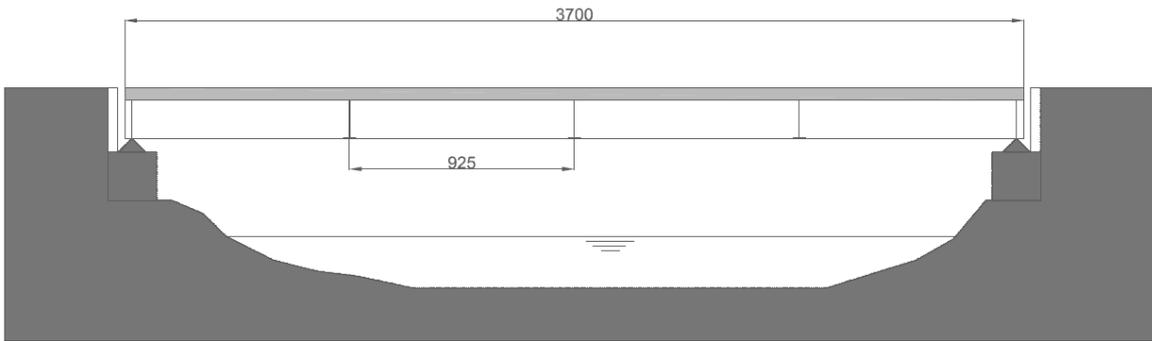
A estrutura a ser projetada possui as seguintes dimensões e informações:

Figura 3.1 - Corte transversal da primeira seção dimensionada (valores em centímetros)



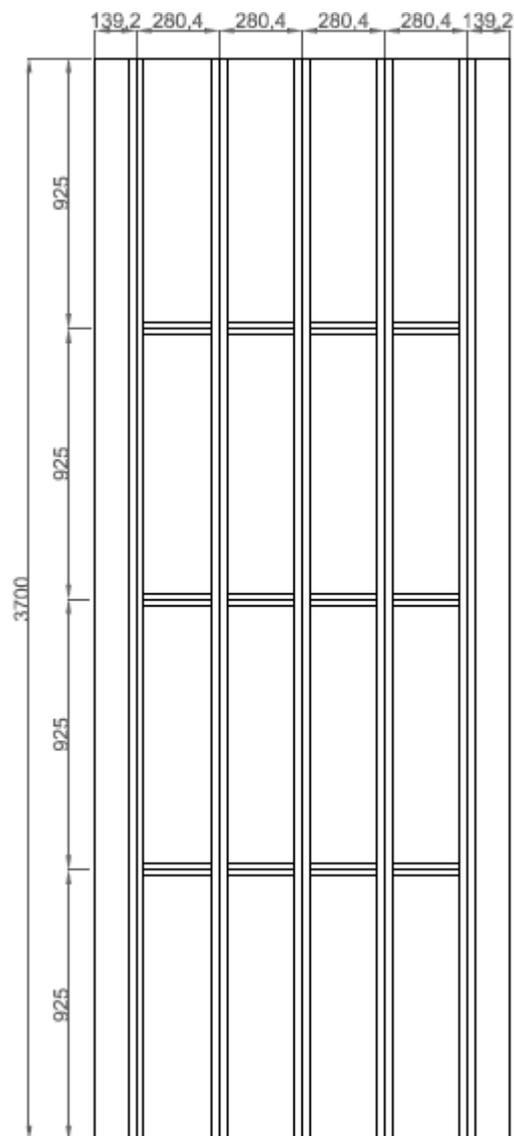
Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Figura 3.2 - Corte longitudinal da ponte (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Figura 3.3 - Estrutura metálica da ponte em planta (valore em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

A largura da seção será de 14 metros de forma a acomodar duas pistas de 3,6 metros cada, 2 acostamentos de 3 metros cada e duas barreiras de 40 centímetros de largura.

- Vão: 37 metros ( $l$ )
- Distância entre as vigas: 2,804 metros ( $b$ )
- Número de transversinas: 3
- Distância entre as transversinas: 9,25 metros
- Espessura média da laje de concreto: 25 cm ( $t_c$ ) com  $f_{ck}$  de 30 MPa.
- Espessura média de revestimento asfáltico: 12 cm ( $t_r$ )
- A espessura da mesa de concreto da viga mista pré-fabricada terá 12,5 cm no centro e 10 cm na borda, mas será adotada uma espessura fixa de 12 cm nos cálculos. E seu  $f_{ck}$  é de 30 MPa.
- As mesas de concreto possuirão uma largura de 278,4 cm.
- A altura da viga metálica será de 195 cm e a altura da alma é de 185 cm.
- A espessura da mesa superior e inferior é de 5 cm.
- A espessura da alma: 3 cm
- A mesa do perfil I superior terá 40 cm e o inferior 80 cm.
- Imaginou-se que existirá um trecho junto ao guarda-corpo, que servirá de passarela, de modo que a roda do pneu vai ficar em cima da viga externa.
- Aço das vigas soldadas: ASTM A572
  - ASTM A572:  $f_y=345$  MPa ( $34,5$  KN/cm<sup>2</sup>);  $f_u=450$  MPa; peso específico:  $78,5$  KN/m<sup>3</sup>;
- Conectores tipo pino com cabeça Stud Bolt Ciser com diâmetro de 22,2 mm (7/8") e aço ASTM A108 Grau 1020 ( $f_y=345$  MPa;  $f_{ucs}=415$  MPa).

Para melhor entendimento do cálculo das vigas, elas foram numeradas de 1 a 5, da esquerda para a direita.

## **3.2 CARGAS PERMANENTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS (COMO ISOLADAS)**

### **3.2.1 Carga permanente anterior à cura do concreto da laje – CP1**

A carga permanente é constituída pelo peso próprio dos elementos da ponte projetada, bem como de outros elementos que serão permanentemente colocados sobre ela. Na carga permanente anterior à cura do concreto da laje estarão os seguintes elementos: laje de concreto, peso da estrutura metálica e peso da placa pré-moldada de concreto. As cargas foram calculadas multiplicando a área do elemento na seção transversal pelo peso específico do material.

### 3.2.1.1 Vigas externas (1 e 5)

- Laje de concreto:

$$g_{1e} = (\text{área}) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,696 m^2) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 17,40 \frac{KN}{m}$$

- Peso da viga mista (concreto):

$$g_{2e} = (\text{área}) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,3363) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 8,408 \frac{KN}{m}$$

- Peso da viga mista (aço):

$$g_{3e} = (\text{área}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,1155 m^2) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = 9,067 \frac{KN}{m}$$

- Transversinas (aço):

$$\begin{aligned} g_{4e} &= \frac{(\text{área})(\text{comprimento da transversina})(\text{número de transversinas}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{\text{comprimento da ponte}} \\ &= \frac{(0,1155)(1,402)(3) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{37 \text{ metros}} = 1,011 \frac{KN}{m} \end{aligned}$$

- Carga permanente anterior à cura do concreto:

$$\begin{aligned}
 CP_{1ext} &= g_{1e} + g_{2e} + g_{3e} + g_{4e} = 17,4 + 8,408 + 9,067 + 1,011 \\
 &= 35,885 \frac{KN}{m}
 \end{aligned}$$

### 3.2.1.2 Vigas internas (2, 3 e 4)

- Laje de concreto:

$$g_{1i} = (\text{área}) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,7 \text{ m}^2) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 17,50 \frac{KN}{m}$$

- Peso da viga mista (concreto):

$$g_{2i} = (\text{área}) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,3363) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 8,408 \frac{KN}{m}$$

- Peso da viga mista (aço):

$$g_{3i} = (\text{área}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,1155 \text{ m}^2) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = 9,067 \frac{KN}{m}$$

- Transversinas (aço):

$$\begin{aligned}
 g_{4i} &= \frac{(\text{área})(\text{comprimento da transversina})(\text{número de transversinas}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{\text{comprimento da ponte}} \\
 &= \frac{(0,1155)(2,804)(3) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{37 \text{ metros}} = 2,022 \frac{KN}{m}
 \end{aligned}$$

- Carga permanente anterior à cura do concreto:

$$CP_{1int} = g_{1i} + g_{2i} + g_{3i} + g_{4i} = 17,5 + 8,408 + 2,796 + 0,318 = 36,996 \frac{KN}{m}$$

### 3.2.2 Carga permanente posterior à cura do concreto da laje – CP2

Após a cura do concreto da laje são adicionados à estrutura o guarda roda de concreto e o revestimento asfáltico.

#### 3.2.2.1 Vigas Externas (1 e 5)

- Guarda-roda de concreto:

$$g_{5e} = (\text{área}) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = \left( 0,2365 \text{ m}^2 \right) \left( 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 5,912 \frac{KN}{m}$$

- Revestimento asfáltico:

$$g_{6e} = \left( (\text{área}) \left( 24 \frac{KN}{m^3} \right) \right) = (0,3341) \left( 24 \frac{KN}{m^3} \right) = 8,018 \frac{KN}{m}$$

- Carga permanente posterior à cura do concreto:

$$CP_{2int} = g_{5e} + g_{6e} = 5,912 + 8,018 = 13,93 \frac{KN}{m}$$

#### 3.2.2.2 Vigas Internas (2, 3 e 4)

- Revestimento asfáltico:

$$g_{5i} = \left( (\text{área}) \left( 24 \frac{KN}{m^3} \right) \right) = (0,3362) \left( 24 \frac{KN}{m^3} \right) = 8,069 \frac{KN}{m}$$

- Carga permanente posterior à cura do concreto:

$$CP_{2int} = g_{5i} = 8,069 = 8,069 \frac{KN}{m}$$

### 3.2.3 Cargas permanentes totais

- VIGAS EXTERNAS:  $49,816 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- VIGAS INTERNAS:  $45,065 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$

É possível observar que a carga permanente sobre a viga externa é maior do que sobre as vigas internas e por esse motivo será usado esse valor para o dimensionamento das vigas mistas, uma vez que todas as vigas possuirão as mesmas dimensões na parte metálica e laje de concreto.

### 3.3 CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS PRINCIPAIS

Os veículos possuem alguns efeitos dinâmicos que precisam ser levados em conta. Um deles é o impacto vertical, que amplifica os esforços pelo movimento dos veículos sobre a ponte. Para considerar o impacto vertical nos cálculos, a norma permite transformar as ações dinâmicas dos veículos em cargas estáticas, multiplicando as cargas da tabela 2.7 pelo coeficiente de impacto, que será calculado a seguir.

- Coeficiente de Impacto:  $I = 1,4 - 0,007(37,00) = 1,141$
- Trem tipo: classe 45t
- $TT = 450 \text{ KN}$
- $p = 5 \text{ KN/m}^2$

Neste projeto serão utilizados trens-tipo homogeneizados, de acordo com a NBR 7188. A homogeneização das cargas consiste em estender a carga distribuída “p” na área ocupada pelo veículo-tipo, e para manter o carregamento inicial nesta área, subtrai-se da carga total do veículo-tipo a carga introduzida pela distribuição do valor de “p”. Para a classe 45 utilizada neste trabalho, a carga homogeneizada ficaria:

- Carga introduzida pela distribuição de “p” na área do veículo-tipo:

$$(3,0 \text{ m})(6,0 \text{ m}) \left( 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) = 90 \text{ KN}$$

- Carga inicial do veículo-tipo: 450 KN
- Carga do veículo após a homogeneização:  $450 - 90 = 360 \text{ KN}$
- Carga por roda:  $\frac{360 \text{ KN}}{6} = 60 \text{ KN}$

### 3.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA PELO MÉTODO DE LEONHARDT

Dentro dos possíveis métodos para cálculo de pontes, foi escolhido o método de Leonhardt para o dimensionamento da ponte deste trabalho. Para saber se é possível utilizar esse método, é necessário calcular o grau de rigidez das transversinas, como será feito a seguir. Se a rigidez não for infinita, o método de Leonhardt é uma boa opção para o cálculo dos esforços da ponte. Com o auxílio de planilhas eletrônicas que serão incluídas nos apêndices, foi possível calcular a distribuição transversal das cargas que atuam sobre a ponte.

#### 3.4.1 Coeficientes de distribuição transversal da grelha plana

Primeiro é necessário achar a inércia equivalente de uma única transversina no meio do vão. Como neste projeto, haverá 3 transversinas, o  $k$  utilizado será igual à 1,6. Através de cálculos, obteve-se a inércia da seção de aço, que é igual a seção da transversina, sendo igual a  $0,0669 \text{ m}^4$ . Assim sendo

$$\bar{J}_{eq} = (1,6)(0,0669) = 0,1070 \text{ m}^4.$$

A seguir é feito o cálculo do grau de rigidez da grelha. A inércia da viga principal considerando que existe uma parte de concreto e uma parte de aço é um processo um pouco mais complicado de ser calculado. Para isso é necessário reduzir a seção de concreto de modo que se possa utilizar a área do concreto como sendo aço. A largura efetiva da mesa de concreto, como será visto posteriormente, é 2,804 metros. Para fazer a redução do tamanho

da mesa de concreto, é necessário obter o valor da razão do módulo de elasticidade do aço pelo de concreto. Fazendo os cálculos, obtém-se:

$$\frac{E_a}{E_c} = \frac{205000 \text{ MPa}}{0,85 \cdot 5600 \sqrt{30} \text{ MPa}} = 7,863.$$

Então divide-se a largura da mesa de concreto efetiva pelo valor de  $\frac{E_a}{E_c}$ , assim a nova largura será  $\frac{2,804 \text{ metros}}{7,863} = 0,3566 \text{ metros}$ .

A espessura da mesa de concreto continua a mesma e é considerado na mesma tanto a largura do concreto pré-moldado como o moldado *in loco*, totalizando uma espessura de 37 cm. Fazendo os cálculos do momento de inércia, o resultado é igual a  $0,1767 \text{ m}^4$ . . Sendo  $a$  o espaçamento entre as vigas principais que é  $2,804 \text{ metros}$  e  $l$  (o comprimento das vigas principais) igual à  $37 \text{ metros}$ , obtemos o valor de grau de rigidez igual a:

$$\zeta = \frac{0,1070}{0,1767} \left( \frac{37}{(2)(2,804)} \right)^3 = 173,9.$$

O valor mais próximo nas tabelas de Leonhardt seria o grau de rigidez igual a 100 e os coeficientes de repartição transversal desta tabela são:

Tabela 3.1 - Coeficientes de distribuição transversal para o grau de rigidez igual a 100.

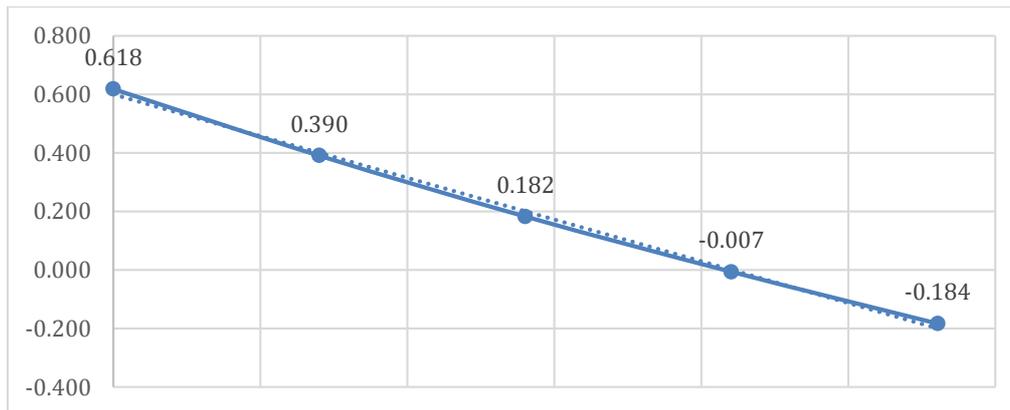
Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
0,618	0,390	0,182	-0,007	-0,184
0,390	0,307	0,208	0,101	-0,007
0,182	0,208	0,221	0,208	0,182
-0,007	0,101	0,208	0,307	0,390
-0,184	-0,007	0,182	0,390	0,618

Fonte: Tabelas do Método de Leonhardt – apud Spernau (2012)

### 3.4.2 Distribuição transversal das cargas permanentes como grelha

#### 3.4.2.1 Vigas externas (1 e 5)

Figura 3.4 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas externas (1 e 5)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Tabela 3.2 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 1 e 5 e seus valores de carga permanente

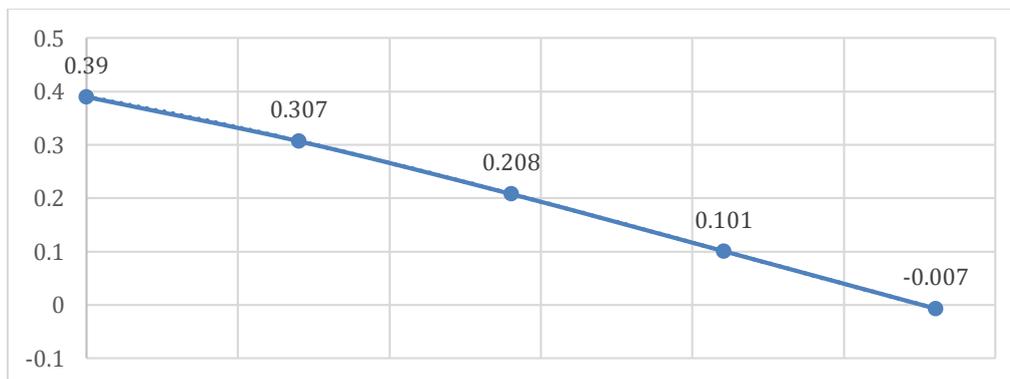
	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
Coeficientes de distribuição transversal	0,618	0,390	0,182	-0,007	-0,184
Valores da carga permanente (KN/m)	49,816	45,065	45,065	45,065	49,816

Fonte: elaborado pelo autor (2015)

$$g_1 = g_5 = (49,816)(0,618 - 0,184) + (45,065)(0,390 + 0,182 - 0,007) = 47,082 \frac{KN}{m}$$

### 3.4.2.2 Vigas Internas (2 e 4)

Figura 3.5 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas internas (2 e 4)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Tabela 3.3 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 2 e 4 e seus valores de carga permanente

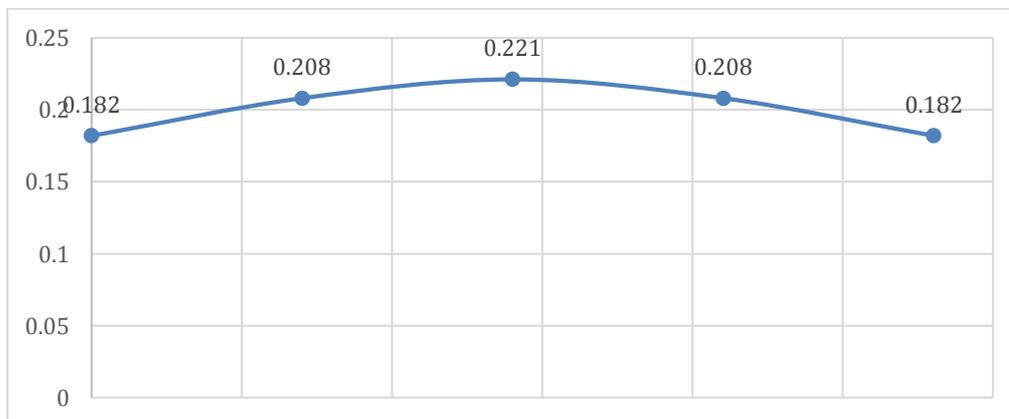
	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
Coeficientes de distribuição transversal	0,390	0,307	0,208	0,101	-0,007
Valores da carga permanente (KN/m)	49,816	45,065	45,065	45,065	49,816

Fonte: elaborado pelo autor (2015)

$$\begin{aligned}
 g_2 = g_4 &= (49,816)(0,390 - 0,007) + (45,065)(0,307 + 0,208 + 0,101) \\
 &= 46,839 \frac{\text{KN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

### 3.4.2.3 Vigas Internas (3)

Figura 3.6 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando na viga interna (3)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Tabela 3.4 - Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando na viga 3 e seus valores de carga permanente

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
Coeficientes de distribuição transversal	0,182	0,208	0,221	0,208	0,182

Valores da carga permanente (KN/m)	49,816	45,065	45,065	45,065	49,816
------------------------------------	--------	--------	--------	--------	--------

Fonte: elaborado pelo autor (2015)

$$\begin{aligned}
 g_3 &= (49,816)(0,182 + 0,182) + (45,065)(0,208 + 0,221 + 0,208) \\
 &= 46,839 \frac{\text{KN}}{\text{m}}
 \end{aligned}$$

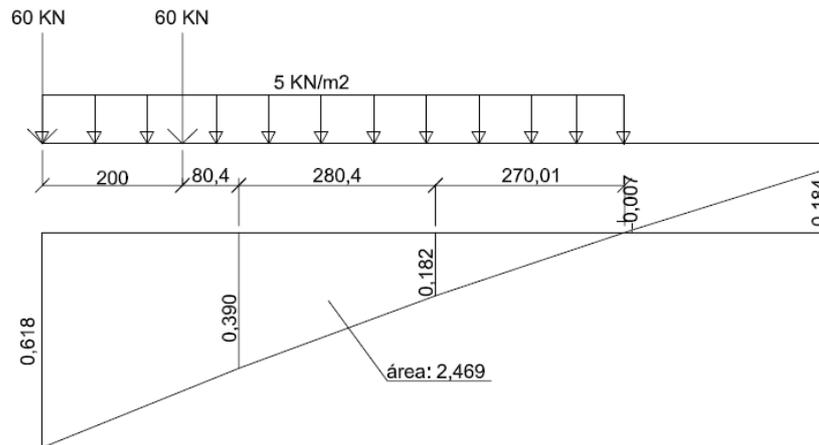
### 3.4.3 Distribuição Transversal das Cargas Móveis

Para encontrar os valores da distribuição transversal das cargas móveis, é necessário fazer uma linha de influência e distribuir sobre a sessão as cargas do trem-tipo homogeneizado, colocando a carga distribuída sobre os valores positivos dos coeficientes e as cargas pontuais da roda na pior situação possível (que resultará nos maiores valores de carga). Nas cargas pontuais das rodas, multiplica-se o valor da carga (60 KN) pelos valores dos coeficientes de distribuição transversal sob ela e também pelo coeficiente de impacto. No caso da carga distribuída “p” (5 KN/m<sup>2</sup>), multiplica-se ela pela área dos coeficientes positivos na seção transversal, e também pelo coeficiente de impacto, que foi calculado anteriormente como sendo 1,141.

#### 3.4.3.1 Vigas Externas (1 e 5)

A pior situação para posição das rodas do trem-tipo na seção transversal seria colocar a roda esquerda sobre a viga externa à esquerda quando fazendo os cálculos para a viga número 1, pois é neste local onde os valores dos coeficientes de distribuição transversal são os maiores. Os valores sob a carga da roda esquerda nesta situação seriam igual a 0,618 e fazendo uma interpolação, é possível achar o valor de 0,455 sob a roda direita. A área positiva sob a carga distribuída foi de aproximadamente 2,469. A distribuição na seção é demonstrada na figura a seguir. Com o auxílio de uma planilha eletrônica que que é mostrada no apêndice foi possível calcular os valores anteriores.

Figura 3.7 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 1 (igual a viga 5) (distância em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Com esses valores, é possível achar os valores das cargas móveis sobre as vigas principais externas.

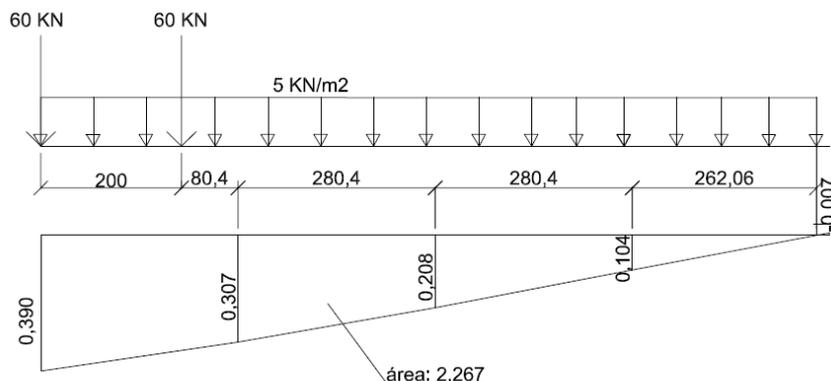
$$Q_1 = Q_5 = (1,141)(60 \text{ KN})(0,618 + 0,455) = 73,483 \text{ KN}$$

$$q_1 = q_5 = (1,141) \left( 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) (2,469) = 14,087 \text{ KN/m}$$

#### 3.4.3.2 Vigas Internas (2 e 4)

No caso das vigas internas intermediárias, a pior situação também seria colocar a roda esquerda do trem-tipo sobre a viga 1 ou 5, onde os coeficientes são maiores. O valor sob a carga da roda esquerda nesta situação seria igual a 0,390 e sob a roda direita é 0,331. E a área positiva aproximada de 2,267. A distribuição na seção transversal segue como na figura a seguir.

Figura 3.8 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 2 (igual a viga 4) (distâncias em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Os valores das cargas móveis sobre as vigas 2 e 4 seria igual a:

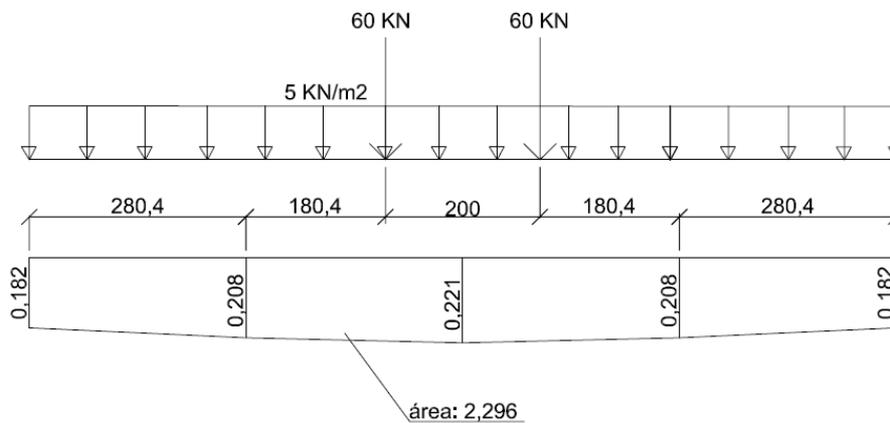
$$Q_2 = Q_4 = (1,141)(60 \text{ KN})(0,390 + 0,331) = 49,346 \text{ KN}$$

$$q_2 = q_4 = (1,141) \left( 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) (2,267) = 12,934 \text{ KN/m}$$

### 3.4.3.3 Viga Interna (3)

A viga do meio já possui uma configuração diferente das demais. Sua pior situação seria colocar as rodas do trem-tipo exatamente no meio da seção, onde resultaria nos maiores valores de Q e q. Os valores dos coeficientes sob a roda esquerda e direita serão iguais e terão o valor de 0,216. Os coeficientes nesta seção são todos positivos, e a área deles é igual à 2,296. A distribuição na seção transversal fica igual à seguinte imagem.

Figura 3.9 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 3 (distâncias em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

$$Q_3 = (1,141)(60 \text{ KN})(0,216 + 0,216) = 29,625 \text{ KN}$$

$$q_3 = (1,141) \left( 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) (2,296) = 13,101 \text{ KN/m}$$

### 3.5 ESFORÇOS SOLICITANTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS

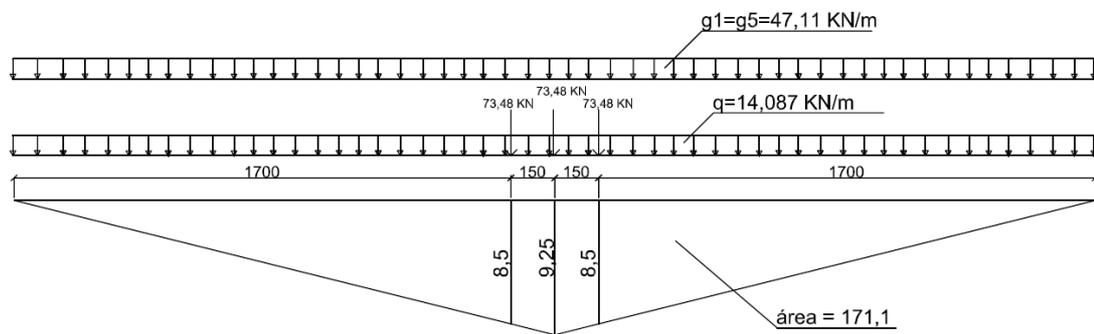
Comparando os valores de Q e q para as cinco vigas, é possível perceber que as vigas mais solicitadas são as externas e com os valores desta viga será calculado o máximo momento fletor e o máximo esforço cortante para posterior dimensionamento.

Determina-se, ao longo da viga principal, seções de cálculo nas quais serão avaliados os esforços solicitantes devido às cargas permanentes e móveis. A viga projetada será dividida em dez seções.

#### 3.5.1 Máximo Momento Fletor

O máximo momento fletor na viga ocorre quando o trem-tipo estiver exatamente no meio da viga. Abaixo pode ser visto como ficam a linha de influência da viga quando o trem-tipo está nesta posição.

Figura 3.10 - Cargas atuando sobre as vigas 1 e 5 e as linhas de influência para a seção central desta viga com o trem-tipo situado no meio (distâncias em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

O cálculo do momento fletor na seção do meio usando as linhas de influência é feito da seguinte maneira:

$$M_g = (171,1) \left( 47,114 \frac{KN}{m} \right) = 8062,41 \text{ KNm}$$

$$M_q = ((73,483 \text{ KN})(8,5 + 9,25 + 8,5)) + \left( \left( 14,087 \frac{KN}{m} \right) (171,1) \right)$$

$$= 4339,61 \text{ KNm}$$

### 3.5.2 Máximo Esforço Cortante

O máximo esforço cortante acontece na seção 0 ou na seção 10 da viga principal, pois usando as linhas de influência, é nestas seções que o valor é máximo (igual a 1).

Multiplicando a altura da linha de influência sob cada carga pontual das rodas (73,483 kN) e a área da linha de influência pela carga distribuída permanente (47,082 kN/m) e pela carga distribuída móvel (14,087 kN/m), é possível encontrar os valores de máximo esforço cortante.

$$V_g = (18,5) \left( 47,082 \frac{KN}{m} \right) = 871,01 KN$$

$$V_q = ((73,483 KN)(1 + 0,9595 + 0,9189)) + ((14,087)(18,5)) = 472,13 KN$$

### 3.5.3 Valores de cálculo

Utilizando os valores de ponderação mencionados anteriormente, sendo 1,35 para ações permanentes e 1,5 para as variáveis, é possível encontrar o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante de cálculo para as combinações últimas. Esses serão os esforços necessários para a verificação dos estados-limites últimos da viga.

$$\begin{aligned} M_{sd} &= 1,35 (M_g) + 1,5 (M_q) = 1,35 (8056,86 KNm) + 1,5 (4339,6 KNm) \\ &= 17386,17 KNm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1,35 (V_g) + 1,5 (V_q) = 1,35 (871,01 KN) + 1,5 (708,195 KN) \\ &= 1884,05 KN \end{aligned}$$

## 3.6 CÁLCULOS DA VIGA MISTA

Para que uma viga seja considerada mista, é necessário que a viga de aço trabalhe junto com uma parte da faixa da laje de concreto. Isso somente ocorre se os dois elementos estiverem unidos por uma quantidade suficiente de conectores de cisalhamento.

### 3.6.1 Largura efetivas da laje de concreto

Largura efetiva é a largura da laje de concreto que trabalha em conjunto com o perfil metálico. A NBR 8800 (2008) permite que seja adotado o menor dos seguintes valores para a largura efetiva da mesa de concreto para vigas mistas biapoiadas (de cada lado da linha de centro da viga):

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

$$1) \frac{1}{8}(L) = \frac{1}{8}(37) = 4,625 \text{ metros}$$

$$2) \frac{b}{2} = \frac{2,804}{2} = 1,402 \text{ metros}$$

$$3) 1,402 \text{ metros}$$

Fazendo os cálculos que atende a todos os pré-requisitos, podemos considerar que a largura efetiva da mesa de concreto seria igual à 1,402 metros para cada lado a partir do meio da viga mista, totalizando em uma largura efetiva de 2,804 metros.

### 3.6.2 Classe da seção da viga metálica

Para classificar a seção metálica em compacta, semcompacta ou esbelta, é preciso calcular a relação entre a altura e a espessura da alma. Na viga metálica estudada esta relação de altura e espessura da alma fica igual a:

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1,85}{0,03} = 61,67.$$

Então compara-se esta relação com os seguintes valores:

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{205000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 91,65$$

$$5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 5,7 \sqrt{\frac{20500 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 138,94$$

Como o valor é menor que  $3,76 \sqrt{E/f_y}$ , pode-se concluir que a seção da viga metálica é compacta.

### 3.6.3 Posição da linha neutra

Para descobrir a posição da linha neutra, seria necessário fazer uma análise inicial dos conectores, pois necessita-se do valor de  $\Sigma Q_{Rd}$ , que é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo. Essa análise é utilizada para saber se a seção mista possuirá uma interação total ou parcial. No entanto, o cálculo dos conectores será feito somente mais adiante, caso a seção atual seja a seção final de projeto, e então serão dimensionados para que a viga possua uma interação total.

O primeiro passo para saber a posição da linha neutra é calcular a resultante de tração da viga de aço ( $A_a f_{yd}$ ) e a resultante de compressão da laje de concreto ( $0,85 f_{cd} b t_c$ ).

$$A_a f_{yd} = 36225,00 \text{ KN}$$

$$0,85 f_{cd} b t_c = 18896,96 \text{ KN}$$

Como a resultante da tração da viga de aço é maior que a compressão da laje de concreto, então a linha neutra está situada na viga de aço. Agora é necessário calcular os seguintes valores para saber se a linha neutra está na alma ou na mesa da viga de aço.

- Resultante de tração da mesa superior do perfil de aço:

$$A_{af} f_{yd} = 0,02 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 6272,73 \text{ KN};$$

- Força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço:

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_a f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \left( 0,1155 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} - 18896,96 \right) \\ = 8664,02 \text{ KN}$$

onde:

$C_{cd}$  = a força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto igual a  $0,85 f_{cd} b t_c$ ;

- Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 18896,96 + 8664,02 \text{ KN} = 27560,98 \text{ KN}$$

Como a força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço é maior que a resultante de tração da mesa superior do perfil de aço, a linha neutra encontra-se na alma. E quando isso acontece, a altura da linha neutra a partir do perfil superior da viga metálica ( $y_p$ ) é dado por **(9)**:

onde:

espessura da mesa superior do perfil de aço:  $t_f = 0,05 \text{ m}$ ;

altura da alma:  $h_w = 1,85 \text{ m}$ ;

área da alma do perfil de aço:  $A_{aw} = 0,0555 \text{ m}^2$ .

Então a altura da linha neutra é:

$$y_p = 0,05 \text{ m} + 1,85 \text{ m} \left( \frac{10475,27 \text{ KN} - \left( 0,02 \text{ m}^2 * 345 * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right)}{0,0555 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} \right) = 0,2204$$

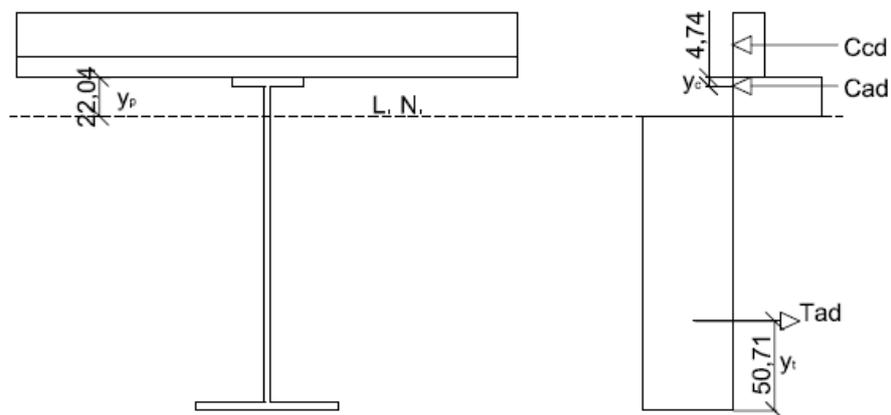
### 3.6.4 Momento resistente de cálculo

Quando a linha neutra está no perfil de aço, a fórmula para calcular o momento fletor resistente de cálculo é igual a **(10)**:

sendo

- a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil:  $y_t = 0,5071 \text{ metros}$ ;
- a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil:  $y_c = 0,0474 \text{ metros}$ ;
- a espessura da pré-laje pré-moldada de concreto ou a altura das nervuras da laje como fôrma de aço incorporada:  $h_F = 0$ . Observação: Apesar de haver uma laje pré-moldada no perfil misto, ela não possui a mesma função estrutural do que a pré-laje pré-moldada considerada na norma, e por isso sua espessura é considerada junto com a laje moldada in loco, formando o valor de  $t_c$ ;
- a altura total do perfil de aço:  $d = 1,95 \text{ metros}$ ;
- $\beta_{vm}$  é igual a 1,00 para vigas biapoiadas.

Figura 3.11 - Distribuição das tensões na viga mista (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Sabendo os valores das variáveis da fórmula é possível calcular que o momento fletor resistente é:

$$M_{Rd} = 1,0 \left[ 10475,27 \text{ KN} (1,95\text{m} - 0,4371\text{m} - 0,0925\text{m}) + 18896,96 \text{ KN} \left( \frac{0,37\text{m}}{2} + 0 + 1,85\text{m} - 0,4371\text{m} \right) \right] = 46349,15 \text{ KNm}.$$

Sendo que o momento fletor de cálculo é  $17386,90 \text{ KNm}$ , é possível reduzir consideravelmente a seção de aço da viga mista para reduzir os custos do projeto.



- Conectores tipo pino com cabeça Stud Bolt Ciser com diâmetro de 22,2 mm (7/8") e aço ASTM A108 Grau 1020 ( $f_y=345$  MPa (34,5 KN/cm<sup>2</sup>);  $f_{ucs}=415$  MPa).

## 4.2 CARGAS PERMANENTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS (COMO ISOLADAS)

### 4.2.1 Carga permanente anterior à cura do concreto da laje – CP1

Nos cálculos da carga permanente para a primeira seção analisada, foi possível perceber que as vigas mais solicitadas foram as vigas externas (1 e 5), então nos cálculos a seguir somente elas serão analisadas.

- Laje de concreto:  $g_{1e} = 17,40 \frac{KN}{m}$
- Peso da viga mista (concreto):  $g_{2e} = 8,411 \frac{KN}{m}$
- Peso da viga mista (aço):

$$g_{3e} = (\text{área}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = (0,0535 m^2) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right) = 4,2 \frac{KN}{m}$$

- Transversinas (aço):

$g_{4e}$

$$= \frac{(\text{área})(\text{comprimento da transversina})(\text{número de transversinas}) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{\text{comprimento da ponte}}$$

$$= \frac{(0,0535)(1,402)(3) \left( 78,5 \frac{KN}{m^3} \right)}{37 \text{ metros}} = 0,477 \frac{KN}{m}$$

- Carga permanente anterior à cura do concreto:

$$CP_{1ext} = g_{1e} + g_{2e} + g_{3e} + g_{4e} = 17,4 + 8,411 + 4,2 + 0,477 = 30,488 \frac{KN}{m}$$

#### 4.2.2 Carga permanente posterior à cura do concreto da laje – CP2

Os valores da carga permanente posterior à cura do concreto serão iguais aos valores da primeira seção analisada.

- Carga permanente posterior à cura do concreto:

$$CP_{2int} = g_{5e} + g_{6e} = 5,912 + 8,018 = 13,93 \frac{KN}{m}$$

#### 4.2.3 Cargas permanentes totais

- VIGAS EXTERNAS:  $CP = 44,419 \frac{KN}{m}$

Percebe-se que houve uma redução considerável de aproximadamente 5 KN/m no valor total da carga permanente em relação à primeira seção calculada. Somente o valor devido ao peso do aço foi reduzido quase pela metade. Assim, além da economia em aço, o momento de cálculo será menor.

### 4.3 CARGAS MÓVEIS SOBRE AS VIGAS PRINCIPAIS

Os valores das cargas móveis também continuarão iguais ao da primeira seção pois a classe do trem tipo será a mesma.

- Coeficiente de Impacto:  $I = 1,4 - 0,007(37,00) = 1,141$
- Trem tipo: classe 45t
- TT = 450 KN
- $p = 5 \text{ KN/m}^2$
- Carga introduzida pela distribuição de “p” na área do veículo-tipo:

$$(3,0 \text{ m})(6,0 \text{ m}) \left( 5 \frac{KN}{m^2} \right) = 90 \text{ KN}$$

- Carga inicial do veículo-tipo: 450 *KN*
- Carga do veículo após a homogeneização: 450 – 90 = 360 *KN*
- Carga por roda:  $\frac{360 \text{ KN}}{6} = 60 \text{ KN}$

#### 4.4 CÁLCULO DOS ESFORÇOS E ENVOLTÓRIA PELO MÉTODO DE LEONHARDT

##### 4.4.1 Coeficientes de distribuição transversal da grelha plana

Nesta nova seção o número de transversinas será o mesmo e portanto o *k* utilizado continuará sendo igual à 1,6.

A nova inércia da viga de aço foi calculada como sendo igual à 0,0230 *m*<sup>4</sup>. Assim sendo,

$$\bar{J}_{eq} = (1,6)(0,0230) = 0,0367 \text{ m}^4.$$

A inércia da viga principal, considerando também a seção reduzida da laje de concreto em conjunto com a seção de aço, é igual à 0,0458 *m*<sup>4</sup>. Substituindo os novos valores na fórmula o valor de grau de rigidez é igual à:

$$\zeta = \frac{0,0367}{0,0458} \left( \frac{37}{(2)(2,804)} \right)^3 = 230,4.$$

O valor mais próximo nas tabelas de Leonhardt seria o grau de rigidez igual à 250 e coeficientes de repartição transversal desta tabela são:

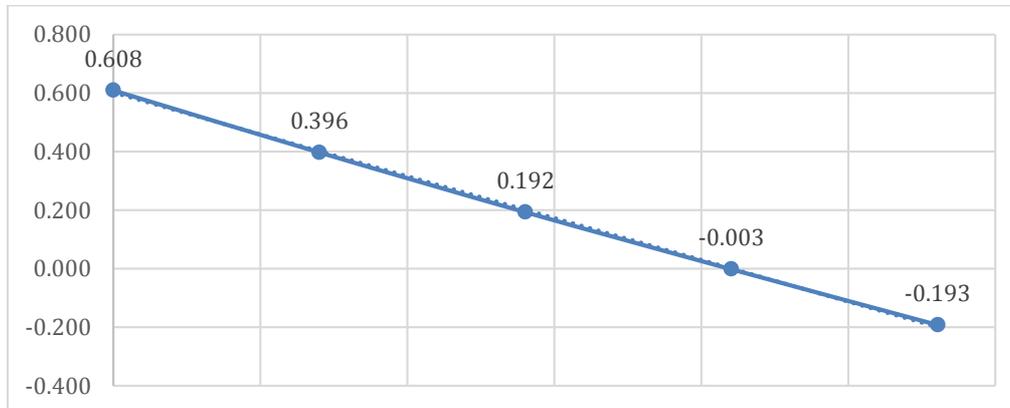
Tabela 4.1 - Coeficiente de distribuição transversal para o grau de rigidez igual a 250.

Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
0,608	0,396	0,192	-0,003	-0,193
0,396	0,303	0,203	0,100	-0,003
0,192	0,203	0,209	0,203	0,192
-0,003	0,100	0,203	0,303	0,396
-0,193	-0,003	0,192	0,396	0,608

Fonte: Tabelas do Método de Leonhardt – apud Spornau (2012)

#### 4.4.2 Distribuição transversal das cargas permanentes como grelha

Figura 4.2 - Coeficientes de distribuição transversal para cargas atuando nas vigas externas (1 e 5)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Tabela 4.2- Coeficientes de distribuição transversal das vigas para cargas atuando nas vigas 1 e 5 e seus valores de carga permanente

	Viga 1	Viga 2	Viga 3	Viga 4	Viga 5
Coeficientes de distribuição transversal	0,608	0,396	0,192	-0,003	-0,193
Valores da carga permanente (KN/m)	44,419	39,131	39,131	39,131	44,419

Fonte: elaborado pelo autor (2015)

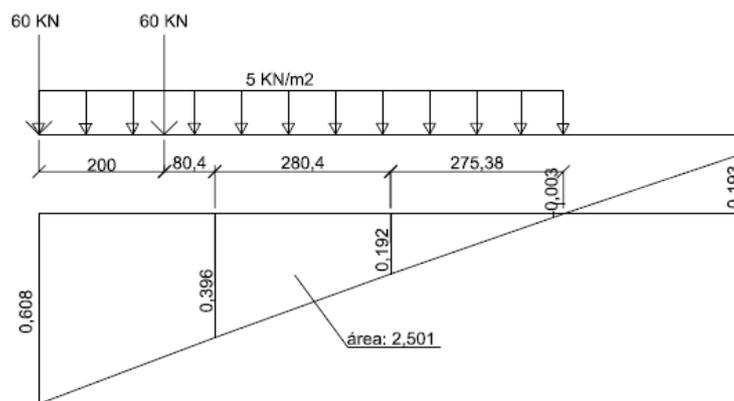
$$g_1 = g_5 = (44,419)(0,608 - 0,193) + (39,131)(0,396 + 0,192 - 0,003) = 41,325 \frac{KN}{m}$$

#### 4.4.3 Distribuição transversal das cargas móveis

A pior situação para a posição das rodas do trem-tipo na seção transversal seria colocar a roda esquerda sobre a viga externa à esquerda quando fazendo os cálculos para a viga número 1 (ou a roda direita sobre a viga externa da direita quando fazendo os cálculos para a viga número 5), pois é neste local onde os valores dos coeficientes de distribuição transversal

são os maiores. Os valores sob a carga da roda esquerda (considerando a viga número 1) na pior situação seria igual a 0,608 e fazendo uma aproximação usando as planilhas eletrônicas, é possível achar o valor de 0,457 sob a roda direita. Também com as planilhas eletrônicas é possível ter uma área positiva aproximada de 2,501. A distribuição na seção é demonstrada na figura a seguir.

Figura 4.3 - Distribuição transversal das cargas móveis para a viga 1 (igual para a viga 5) (distâncias em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Com esses valores, é possível achar os valores das cargas móveis sobre as vigas principais externas.

$$Q_1 = Q_5 = (1,141)(60 \text{ KN})(0,608 + 0,457) = 72,895 \text{ KN}$$

$$q_1 = q_5 = (1,141) \left( 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \right) (2,501) = 14,268 \text{ KN/m}$$

## 4.5 ESFORÇOS SOLICITANTES PARA AS VIGAS PRINCIPAIS

### 4.5.1 Máximo momento fletor

Como na primeira seção, o momento fletor é máximo quando o trem-tipo está no meio.

$$M_g = (171,1) \left( 41,325 \frac{KN}{m} \right) = 7071,8 \text{ KNm}$$

$$M_q = ((72,895 \text{ KN})(8,5 + 9,25 + 8,5)) + \left( \left( 14,268 \frac{KN}{m} \right) (171,1) \right) \\ = 4355,0 \text{ KNm}$$

Percebe-se que em relação à primeira seção calculada, não houve mudanças significativas nos valores dos momentos fletores solicitantes de cálculo. O momento fletor das cargas móveis continuou quase igual, pois a distribuição de Leonhardt ficou praticamente igual. O que mudou foi o momento fletor das cargas permanentes, pois a maior alteração foi o peso próprio da viga mista.

#### 4.5.2 Máximo esforço cortante

Como aconteceu na primeira seção dimensionada, o máximo esforço cortante acontece na seção 0 ou na seção 10 da viga principal. Os valores da linha de influência continuarão os mesmos nesta segunda seção. Multiplicando a altura da linha de influência sob cada carga pontual das rodas (72,895 KN) e a área da linha de influência pela carga distribuída permanente (41,325 KN/m) e pela carga distribuída móvel (14,268 KN/m), é possível encontrar os valores de máximo esforço cortante.

$$V_g = (18,5) \left( 41,325 \frac{KN}{m} \right) = 764,52 \text{ KN}$$

$$V_q = ((72,895 \text{ KN})(1 + 0,9595 + 0,9189)) + ((14,268)(18,5)) = 473,77 \text{ KN}$$

## 4.6 COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DAS AÇÕES

### 4.6.1 Valores de cálculo

Utilizando os valores de ponderação também utilizados na primeira seção, sendo 1,35 para ações permanentes e 1,5 para as variáveis, é possível encontrar o momento e os esforço cortantes para as combinações últimas.

$$\begin{aligned} Md &= 1,35 (M_g) + 1,5 (M_q) = 1,35 (7071,80) + 1,5 (4355,05) \\ &= 16079,51 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vd &= 1,35 (V_g) + 1,5 (V_q) = 1,35 (764,52) + 1,5 (473,77) = \\ &1742,76 \text{ KNm} \end{aligned}$$

## 4.7 CÁLCULOS DA VIGA MISTA NO ESTADO-LIMITE ÚLTIMO

### 4.7.1 Largura efetiva da laje de concreto

Largura efetiva é a largura da laje de concreto que trabalha em conjunto com o perfil metálico. Ela já foi calculada para a seção 1 e continuará com o mesmo valor de 2,804 metros para a seção 2.

### 4.7.2 Classe da seção da viga metálica

Na nova viga metálica sendo analisada, a relação de altura e espessura da alma fica igual a

$$\frac{h}{t_w} = \frac{1,55}{0,02} = 77,50.$$

Se  $3,76 \sqrt{E/f_y} = 91,65$ , pode-se concluir que a seção da viga metálica é compacta.

### 4.7.3 Posição da linha neutra

O primeiro passo para saber a posição da linha neutra é calcular a resultante de tração da viga de aço ( $A_a f_{yd}$ ) e a resultante de compressão da laje de concreto ( $0,85 f_{cd} b t_c$ ).

$$A_a f_{yd} = 16779,54 \text{ KN}$$

$$0,85 f_{cd} b t_c = 18896,96 \text{ KN}$$

Como a resultante da tração da viga de aço é menor que a compressão da laje de concreto, então a linha neutra está situada na laje de concreto.

A verificação quanto à interação parcial ou total não será feita nesse momento, pois no dimensionamento dos conectores, serão adotados quantos conectores forem necessários para obter uma interação total.

Agora é necessário calcular os seguintes valores para poder achar a posição da linha neutra:

- Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto:

$$C_{cd} = 0,85 * \frac{30}{1,4} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2,804 \text{ m} * 0,3285 \text{ m} = 16779,54 \text{ KN}$$

Força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço:

$$T_{ad} = A_a f_{yd} = 16779,54 \text{ KN}$$

- Espessura da região comprimida da laje é dada por:

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} = \frac{16779,54 \text{ KN}}{0,85 * \frac{30}{1,4} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 2,804 \text{ m}} = 0,3285 \text{ m.}$$

#### 4.7.4 Momento resistente de cálculo

Quando a posição da linha neutra está na laje de concreto, o momento fletor resistente é igual a **(4)**,

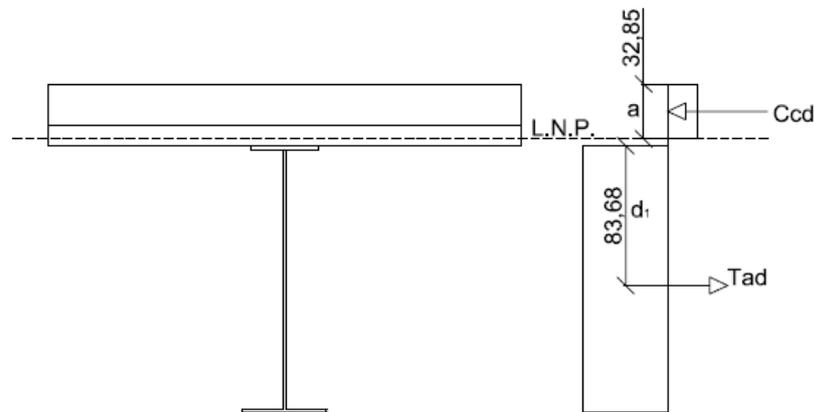
onde:

$\beta_{vm} = 1,00$  para vigas biapoiadas;

$h_F = 0$

$d_1$  = distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse: 0,8368 metros.

Figura 4.4 - Distribuição das tensões na viga mista (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Sabendo os valores das variáveis da fórmula é possível calcular que:

$$M_{Rd} = 1,0 * 16779,54 \text{ KN} \left( 0,8368 \text{ m} + 0 + 0,37 - \frac{0,3285}{2} \right) = 17493,15 \text{ KNm}.$$

Esse momento resistente está muito mais próximo do momento de cálculo ( 16079,51 KNm ) e considerando que a seção de aço foi consideravelmente reduzida, é possível concluir que se tem uma seção muito mais econômica. No entanto, ainda restam algumas verificações a serem feitas, para ter certeza que essa seção será a final.

#### 4.7.5 Força cortante resistente de cálculo

Para saber qual fórmula usar para calcular a força cortante resistente de cálculo, é necessário comparar o índice de esbeltez da seção metálica em

relação ao parâmetro de esbeltez-limite para seções compactas ( $\lambda_p$ ) e para seções semicompactas ( $\lambda_r$ ).

- $\lambda_p = 1,1 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1,1 \sqrt{\frac{5,0 * 205000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 59,958$
- $\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v * E}{f_y}} = 1,37 \sqrt{\frac{5,0 * 205000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}}} = 74,675$

O valor da rigidez dos enrijecedores ( $k_v$ ) é igual a 5,0 quando não há enrijecedores transversais na alma. A esbeltez da seção metálica que já foi calculada anteriormente é igual à 77,5, ou seja, maior que  $\lambda_r$ . Quando  $\lambda > \lambda_r$ , a força cortante resistente de cálculo é:

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

onde:

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 * 0,032 \text{ m}^2 * 345 \text{ 000} \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 6624 \text{ KN}$$

$$A_w = 0,6 * d * t_w = 0,6 * 1,6 * 0,02 = 0,032 \text{ m}^2$$

$\gamma_{a1} = 1,1$  para combinações normais

Então:

$$V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{59,958}{77,5}\right)^2 \frac{6624}{1,1} = 4469,26 \text{ KN.}$$

Lembrando que a força cortante solicitante de cálculo  $V_{Sd}$  é igual 1742,76 KN, então pode-se dizer que a seção considerada está segura quanto às solicitações de força cortante.

#### 4.7.6 Determinação dos números de conectores

Algumas informações importantes em relação aos conectores já foram informadas e calculadas anteriormente como:

- Aço dos conectores: ASTM A108 – Grau 1020;
- Resistência ao escoamento do aço do conector:  $f_{ycs} = 345 \text{ MPa}$ ;
- Resistência à ruptura do aço do conector:  $f_{ucs} = 415 \text{ MPa}$ ;
- Área dos conectores:  $A_{cs} = 3,801 \text{ cm}^2$ ;
- Diâmetros dos conectores:  $d_c = 2,22 \text{ cm}$ ;

Anteriormente foi mencionado que o número de conectores seria dimensionado de forma a obter uma viga mista com interação completa. Quando a linha neutra da seção plastificada está na laje de concreto, para haver uma interação completa, a seguinte expressão precisa ser satisfeita:

$$\Sigma Q_{Rd} \geq A_a f_{yd}.$$

O valor  $\Sigma Q_{Rd}$  é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais  $Q_{Rd}$  dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo. O tipo de conectores usados na seção será do tipo pinos com cabeça. A força resistente de cálculo desses conectores é igual ao menor dos dois resultados das equações **(23)** e **(24)**.

onde:

$$\gamma_{cs} = 1,25 \text{ (para combinações últimas de ações normais)}$$

$$f_{ucs} = 415 \text{ MPa}$$

$$A_{cs} = 3,8013 \text{ cm}^2$$

$$E_c = 30672,46 \text{ Mpa}$$

$R_g = 1,0$  para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço.

$R_p = 1,0$  para conectores soldados diretamente no perfil de aço. Sabendo todos os valores das variáveis e dos coeficientes é possível calcular o valor de  $Q_{Rd}$ .

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{3,8013 * 10^{-4} m^2 \sqrt{30 * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 30672,46 * 10^3 \frac{KN}{m^2}}}{1,25} = 145,86 KN$$

$$Q_{Rd} = \frac{1,0 * 1,0 * 3,8013 * 10^{-4} m^2 * 415 * 10^3 \frac{KN}{m^2}}{1,25} = 126,20 KN$$

O valor adotado para  $Q_{Rd}$  será igual a 126,20 KN já que é o menor dos dois valores.

$\Sigma Q_{Rd}$  é dado pelo número de conectores necessários (n) multiplicado por  $Q_{Rd}$ . O número de conectores necessários é igual a:

$$n = \frac{V_h}{Q_{Rd}},$$

sendo que  $V_h$  é a força cortante horizontal que atua entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo, dada pelo menor dos dois valores:  $0,85 f_{cd} b t_c$  e  $A_a f_y$ .

$$0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 * \frac{30}{1,4} * 10^3 \frac{KN}{m^2} * 2,804 m * 0,37 m = 18896,96 KN$$

$$A_a f_{yd} = 0,0535 m^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{KN}{m^2} = 16779,55 KN$$

Como os menor dos dois valores foi o segundo,  $V_h = 16779,55 KN$ .

Então,

$$n = \frac{16779,55}{126,20} = 132,96 \cong 133 \text{ conectores.}$$

Como haverá 4 conectores a cada espaçamento, para facilitar os cálculos será considerado 136 conectores no total, ou seja, 34 grupos de quatro conectores ao longo da metade da viga (18,5 metros).

O espaçamento mínimo entre conectores ao longo da viga é seis vezes o diâmetro dos conectores:  $6 * 2,22 cm = 13,32 cm$ .

O espaçamento máximo é oito vezes a espessura da laje:  $8 * 37\text{cm} = 296\text{ cm}$ .

Será deixado 30 centímetros no início de cada viga principal (apoios) livre de conectores. Assim sendo, é possível concluir que o espaçamento entre cada agrupamento de conectores ao longo de toda a viga (68 grupos de conectores) será igual a:

$$\frac{37,0\text{ m} - 0,6\text{ m}}{(68-1)} = 0,5433\text{ metros} = 54,33\text{ centímetros}.$$

Para facilitar a colocação dos conectores, o espaçamento será aproximado para o valor de 54 centímetros. Com 67 espaçamentos de 54 centímetros, sobrarão 82 centímetros na longarina sem conectores, que podem ser divididos em dois. Então haverão 41 centímetros sem conectores no início da viga, ao invés de 30 centímetros. Como o valor adotado para o espaçamento é menor que o espaçamento máximo e maior que o espaçamento mínimo permitido, poderá ser adotado o valor de 136 conectores (metade da viga) para o cálculo da somatória de  $Q_{Rd}$ .

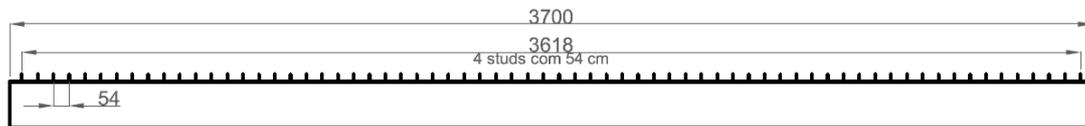
$$\Sigma Q_{Rd} = n * Q_{Rd} = 136 * 126,20\text{ KN} = 17163,2\text{ KN}.$$

Como a  $\Sigma Q_{Rd}$  é maior que a força de tração na viga  $A_a f_{yd}$ , pode-se afirmar que a viga mista possui uma interação completa. O número total de conectores fica igual a 272 (68 grupos de 4 conectores).

Como existem duas lajes de concreto que serão moldadas em épocas diferentes, é necessário a colocação de conectores que liguem o perfil de aço à laje pré-moldada e conectores que liguem o perfil de aço à laje moldada *in loco*. Por esse motivo, dos quatros conectores agrupados, dois serão mais curtos e possuirão um comprimento total de 10 *cm* e os outros dois serão mais longos para alcançar a laje concretada *in situ* com um comprimento total de 24 *cm*. O comprimento mínimo de um conector é quatros vezes o diâmetro do mesmo (8,8 *cm*) e ambos os tamanhos atendem esse requisito. Além disso, o diâmetro do conector precisa ser menor que 2,5 vezes a espessura

da mesa onde o conector estará sendo soldado, neste caso, a mesa superior. Então é necessário que o diâmetro máximo do conector seja igual a:  $2,5 * 2,5 \text{ cm} = 6,25 \text{ cm}$ , outro requisito que também é atendido.

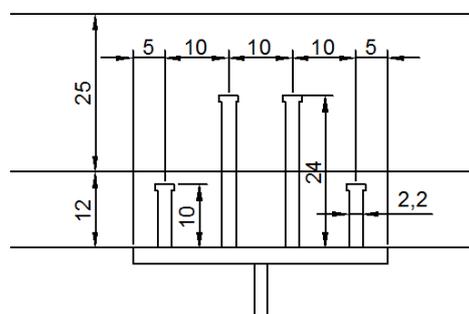
Figura 4.5 - Viga metálica com os conectores (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

O espaçamento dos conectores ao longo da seção transversal também precisa ser determinado. Os únicos valores que precisam ser respeitados são o espaçamento mínimo de quatro vezes o diâmetro do conector ( $8,8 \text{ cm}$ ) e o cobrimento lateral de concreto de no mínimo  $2,5 \text{ cm}$ . Considerando esses valores foi adotado um espaçamento transversal entre conectores de  $10 \text{ cm}$  como aparece na figura a seguir:

Figura 4.6 - Posição dos conectores na seção transversal da viga (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.8 VERIFICAÇÃO DA VIGA NA FASE CONSTRUTIVA

Como a construção é feita por etapas, não seria adequado somente verificar a estrutura na sua forma final. Existe uma etapa na fase construtiva, onde somente a viga mista pré-fabricada estará suportando seu peso próprio, mais o peso da laje concretada *in situ* (concreto ainda não formou uma interação com a viga mista pré-fabricada), e as cargas de construção

Na fase construtiva, a estrutura é verificada da mesma maneira que foi feito na verificação final, de acordo com os estados-limites últimos. Porém para a combinação das ações será tomado os valores de construção.

#### 4.8.1 Combinação das ações para a fase de construção

Para as cargas de construção será considerado um peso sobre a estrutura de  $1 \frac{KN}{m^2}$ . Como existem  $103,6 m^2$  que atuam sobre cada viga, isso totaliza em  $103,6 KN$  ao longo da viga. Dividindo esse valor pelo comprimento da viga, encontra-se a carga distribuída de  $2,8 \frac{KN}{m^2} (q)$ . As cargas devido às ações permanentes serão as seguintes:

- Laje de concreto:  $g_{1e} = 17,40 \frac{KN}{m}$
- Peso da viga mista (concreto):  $g_{2e} = 8,411 \frac{KN}{m}$
- Peso da viga mista (aço):  $g_{3e} = 4,2 \frac{KN}{m}$

Na tabela 2.3, encontra-se o coeficiente de ponderação de ações permanentes para combinações especiais ou de construção. Para pontes em geral, pode-se utilizar 1,25. E na tabela 2.4 está o coeficiente de ponderação para as ações variáveis, que para as pontes é igual a 1,3. O valor de cálculo da carga distribuída sobre a viga na fase construtiva é igual a:

$$F_d = 1,25 (M_g) + 1,3(M_q) = 1,25 (17,4 + 8,411 + 2,796) + 1,3 (2,8) \\ = 41,153 KN/m$$

##### 4.8.1.1 Momento solicitante de cálculo

Então o momento máximo na seção na fase construtiva é igual a:

$$M_{sd} = \frac{F_d * l^2}{8} = \frac{41,153 * 37^2}{8} = 7042,435 KNm$$

#### 4.8.1.2 Esforço cortante de cálculo

O máximo esforço cortante acontece no apoio da viga. Como existe somente a carga distribuída, ele é igual a reação nos apoios.

$$V_{sd} = \frac{41,153 \frac{KN}{m} * 37 m}{2} = 761,33 KN$$

#### 4.8.2 Posição da Linha Neutra

Como já visto anteriormente, para saber a posição da linha neutra precisa-se calcular a força resistente de compressão na laje e a força resistente de tração na viga de aço:

$$0,85 f_{cd} b t_c = 0,85 * \frac{30000 \frac{KN}{m^2}}{1,4} * 2,804 metros * 0,12 metros = 6128,74 KN$$

$$A_a f_{yd} = 0,0535 m^2 * \frac{345000 \frac{KN}{m^2}}{1,15} = 16779,54 KN$$

Considerando que  $A_a f_{yd} \geq 0,85 f_{cd} b t_c$ , pode-se afirmar que a linha neutra está na seção metálica da viga mista.

Dos quatro conectores agrupados na seção completa calculada anteriormente, dois estariam na laje de concreto pré-moldada e dois na laje concretada *in situ*. Então, apesar de existirem 136 conectores na metade da viga, somente metade deles estarão sendo solicitados nesta etapa da construção, ou seja 68 conectores. Assim:

$$\Sigma Q_{Rd} = 68 * 126,20 KN = 8581,876 KN.$$

Como o  $\Sigma Q_{Rd} \geq 0,85 f_{cd} b t_c$ , também é possível afirmar que a seção da viga mista pré-fabricada possuirá uma interação completa.

Nessas condições repete-se os mesmos cálculos feitos na primeira seção:

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c = 6128,74 KN$$

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (A_{af} f_{yd} - C_{cd}) = \frac{1}{2} \left( 0,1155 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} - 6128,74 \text{ KN} \right) = 5325,401 \text{ KN}$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} = 6128,74 \text{ KN} + 5325,401 \text{ KN} = 11454,14 \text{ KN}$$

O próximo passo é descobrir se a linha neutra encontra-se na mesa superior ou na alma do perfil de aço. No perfil considerado, a área da mesa superior ( $A_{af}$ ) é igual a  $0,01 \text{ m}^2$ . Então,

$$A_{af} f_{yd} = 0,01 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 3136,367 \text{ KN}.$$

Neste caso, a linha neutra encontra-se na alma, pois  $3136,367 < C_{ad}$ .

Quando a linha neutra está na alma, a altura da linha neutra é calculada com a seguinte fórmula:

$$y_p = t_f + h_w \left( \frac{C_{ad} - A_{af} f_{yd}}{A_{aw} f_{yd}} \right) = 0,025 \text{ m} + 1,55 \text{ m} \left( \frac{5325,401 \text{ KN} - (3136,367 \text{ KN})}{0,031 \text{ m}^2 * \frac{345}{1,1} * 10^3 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}} \right) = 0,3740 \text{ metros}.$$

#### 4.8.3 Momento fletor resistente de cálculo

A fórmula para calcular o momento fletor resistente de cálculo quando a linha neutra está no perfil de aço, é igual a equação **(10)**.

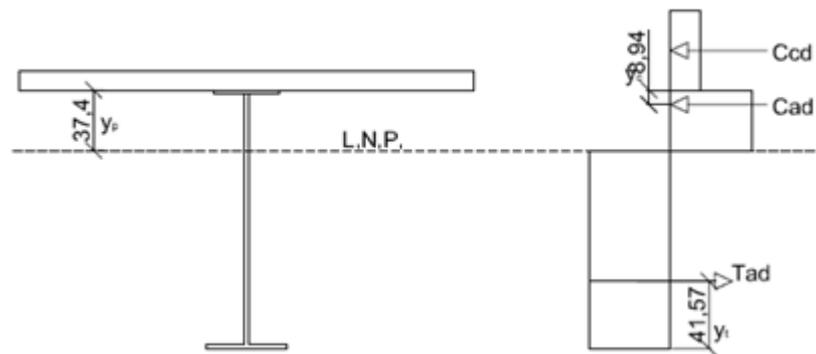
onde:

$y_t$  = a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil e foi calculada como sendo igual a  $0,4157 \text{ metros}$ .

$y_c$  = a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil e foi calculada como sendo igual a  $0,0894 \text{ metros}$ .

$d$  = altura total do perfil de aço igual a  $1,60 \text{ metros}$ .

Figura 4.7 - Distribuição das tensões na viga mista na fase construtiva (valores em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Sabendo os valores das variáveis da fórmula é possível calcular que:

$$M_{Rd} = 1,0 \left[ 5325,401 \text{ KN} (1,60\text{m} - 0,4157\text{m} - 0,0894\text{m}) + 6128,74 \text{ KN} \left( \frac{0,12\text{m}}{2} + 1,60\text{m} - 0,4157\text{m} \right) \right] = 13457,05 \text{ KNm}.$$

Como o momento fletor solicitante é 7043,43 KNm, pode-se concluir que a viga mista está segura na fase construtiva.

#### 4.8.4 Força cortante resistente de cálculo

No cálculo da força cortante resistente da viga mista na seção final, foi utilizado somente dados da viga de aço, que continuou com as mesmas dimensões na fase construtiva. Por isso pode-se adotar o valor da força cortante resistente de cálculo como sendo igual ao valor já calculado de:

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

onde:

$$V_{pl} = 0,6 A_w f_y = 0,6 * 0,032 \text{ m}^2 * 345\,000 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 6624 \text{ KN}$$

$$A_w = 0,6 * d * t_w = 0,6 * 1,6 * 0,02 = 0,032 \text{ m}^2$$

$$\gamma_{a1} = 1,1 \text{ para combinações de construção}$$

Então:

$$V_{Rd} = 1,24 \left( \frac{59,958}{77,5} \right)^2 \frac{6624}{1,1} = 4469,26 \text{ KN.}$$

Sendo que o esforço solicitante é igual a 761,33 KN, pode-se afirmar que a seção está segura neste aspecto.

#### 4.8.5 Verificação quanto à flambagem

Como foi visto na revisão teórica, a única verificação que deveria ser feita quanto à flambagem seria na alma. Essa verificação seria necessária somente na fase construtiva, pois somente nesta fase existe compressão na alma da viga metálica. Porém, como foi calculado anteriormente, a seção metálica é considerada compacta e neste tipo de seção é dispensada a verificação da flambagem local da alma.

#### 4.9 VERIFICAÇÃO QUANTO AO DESLOCAMENTO VERTICAL (FLECHA)

Para definir se a última seção estudada será a seção final, é necessário verificar a flecha da viga biapoiada. Para encontrar as propriedades geométricas da viga mista, deve-se trabalhar com uma seção transformada, onde a área do concreto é convertida em uma área equivalente de aço, reduzindo a largura efetiva da laje de concreto  $b$  (2,804 metros) para  $b_{tr} = \frac{b}{\alpha_E}$ , onde  $\alpha_E = \frac{E_a}{E_c}$ . A largura da seção transformada fica igual a:

$$b_{tr} = \frac{2,804 \text{ m}}{20500 \text{ MPa} / \left( 0,85 * 5600 \sqrt{30 \text{ MPa}} \right)} = 0,3566 \text{ metros}$$

Assim, a área de concreto da viga mista da seção transformada ( $A_{tr}$ ) é:

$$A_{tr} = 0,37 \text{ m} * 0,3566 \text{ m} = 0,1319 \text{ m}^2.$$

O centro geométrico da seção transformada é  $y_{tr} = 1,4902 \text{ metros}$  e o centro geométrico da seção de aço é  $y_a = 0,7632 \text{ metros}$ . Com esses valores é possível encontrar o momento de inércia relativo a seção da viga transformada  $I_{tr} = 0,0613 \text{ m}^4$ . Para considerar, de maneira simplificada, os efeitos de longa duração (fluência e retração do concreto), a NBR 8800:2008 permite multiplicar a razão modular  $\alpha_E$  por 3, assim criando uma nova largura da laje de concreto e uma nova seção transformada. A largura da seção transformada que considera os efeitos de longa duração é:

$$b_{tr}' = \frac{2,804 \text{ m}}{3 * \left( \frac{20500 \text{ MPa}}{0,85 * 5600 \sqrt{30 \text{ MPa}}} \right)} = 0,1189 \text{ metros.}$$

O centro geométrico da nova seção transformada é  $y_{tr}' = 1,2242 \text{ metros}$  e o momento da inércia dessa seção é  $I_{tr}' = 0,0458 \text{ m}^4$ .

A flecha devido às cargas variáveis (trem-tipo) imediatas é calculada usando a primeira seção transformada ( $b = 35,66 \text{ cm}$ ) através da seguinte fórmula:

$$\delta_{vc} = \frac{5q_1L^4}{384EI_{tr}} + \frac{Q_1L^3}{48EI_{tr}} + 2 \frac{Q_1a^2b^2}{3EI_{tr}L} = \frac{5 * 14,238 \frac{\text{KN}}{\text{m}} * 37 \text{ m}^4}{384 * 205 * 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,0613 \text{ m}^4} + \frac{73,985 \text{ KN} * 37^3}{48 * 205 * 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,0613 \text{ m}^4} + 2 * \frac{73,985 \text{ KN} * 1,7 \text{ m}^2 * 20 \text{ m}^2}{3 * 205 * 10^6 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * 0,0613 \text{ m}^4} = 0,0459 \text{ metros} = 4,59 \text{ cm.}$$

O limite para a flecha devido à ação das cargas acidentais precisa ser menos que  $\frac{L}{800} = 4,625 \text{ cm}$ , então neste caso a flecha está dentro dos limites admissíveis.

O cálculo da flecha total é calculado de acordo com a combinação quase permanentes, e nela existem três valores de flecha que são somados:

- 1) A primeira parcela é calculada considerando a viga na fase construtiva. Ou seja, leva-se em conta todos os carregamentos anteriores à cura do concreto e a seção utilizada é a pré-moldada onde há somente 12 cm de laje de concreto. Faz-se novamente a redução da laje utilizando  $3\alpha_E$  e determina-se que o momento de inércia da seção homogeneizada é  $I_{trpré}' = 0,0292 \text{ m}^4$  e o centro geométrico é  $y'_{trpré} = 0,0952 \text{ metros}$ .

Então a flecha devido às ações variáveis considerando uma duração longa é:

$$\delta_{cp1l} = \frac{5CP_{1ext}L^4}{384EI_{trpré}'} = \frac{5*30,488 \frac{KN}{m} * 37 m^4}{384*205*10^6 \frac{KN}{m^2} * 0,0292 m^4} = 0,1264 \text{ metros} = 12,64 \text{ cm.}$$

- 2) A segunda parcela da deformação total seria a deformação devido à sobrecarga após a cura do concreto. Neste caso, usa-se a segunda seção transformada com a laje concretada *in situ* ( $t_c = 37\text{cm}$ ) e a carga aplicada é a permanente após a cura do concreto (guarda corpo e revestimento asfáltico). Fazendo os devidos cálculos, a flecha devido à sobrecarga é:

$$\delta_{cp2l} = \frac{5CP_{2ext}L^4}{384EI_{tr}'} = \frac{5*13,93 \frac{KN}{m} * 37 m^4}{384*205*10^6 \frac{KN}{m^2} * 0,0458 m^4} = 0,0362 \text{ metros} = 3,62 \text{ cm.}$$

- 3) A última parcela do cálculo da flecha é a flecha devido às cargas variáveis (trem-tipo), considerando os efeitos de longa duração do concreto (momento de inércia da segunda seção transformada):

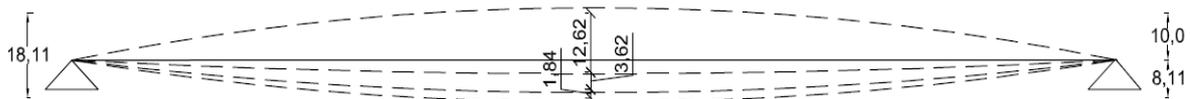
$$\begin{aligned} \delta_{vc} &= \frac{5q_1L^4}{384EI_{tr}'} + \frac{Q_1L^3}{48EI_{tr}'} + 2 \frac{Q_1a^2b^2}{3EI_{tr}'L} = \\ &= \frac{5 * 14,238 \frac{KN}{m} * 37 m^4}{384 * 205 * 10^6 \frac{KN}{m^2} * 0,0458 m^4} + \\ &\quad + \frac{73,985 \text{ KN} * 37^3}{48 * 205 * 10^6 \frac{KN}{m^2} * 0,0458 m^4} + \\ &\quad 2 * \frac{73,985 \text{ KN} * 17^2 * 20^2}{3 * 205 * 10^6 \frac{KN}{m^2} * 0,0458 m^4} = 0,0615 \text{ m} = 6,15 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Não existe um coeficiente de ponderação de cargas específicos para pontes, então é usado para o coeficiente de ponderação para cargas variáveis na combinação quase permanente é  $\psi_2 = 0,3$ . Com isso é possível fazer os cálculos da flecha total:

$$\delta = \delta_{cp1l} + \delta_{cp2l} + \psi_2 \delta_{vc} = 12,64 \text{ cm} + 3,62 \text{ cm} + 0,3 * (6,15 \text{ cm}) = 18,11 \text{ cm}.$$

A maior flecha possível de acordo com a NBR 6118:2014 é  $\frac{1}{250}$  do vão, que neste caso seria 14,8 cm. Como a flecha da viga mista é maior que o valor admissível será utilizado uma contraflecha. O valor máximo que pode ser adotado para uma contraflecha é  $\frac{1}{350}$  do valor do vão e neste projeto a contraflecha máxima é 10,57 cm. Sendo assim, será adotada uma contraflecha de 10,00 cm, fazendo com que a flecha total restante fique igual ao valor de: 18,11 cm – 10,00 = 8,11 cm, o qual está dentro dos padrões aceitáveis.

Figura 4.8 - Valores da flecha (em centímetros)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.10 VERIFICAÇÃO DA FADIGA

A verificação da fadiga feita nesta etapa será na solda de composição dos perfis soldados das longarinas. De acordo com PINHO e BELLEI (2007), que se basearam nas normas americanas AASHTO (2002), para este tipo de verificação, na categoria de pontes para rodovias expressas, a faixa de tensão admissível é:

$$\sigma_{adm} = 16,2 \frac{KN}{cm^2}$$

Então é feito o cálculo da tensão máxima admissível utilizando os valores encontrados para a seção transformada. Para isso é necessário obter o valor do módulo de resistência elástico da seção transformada ( $W_{tr}$ ).

$$W_{tr} = \frac{I_{tr}}{y_{tr}} = \frac{0,0613 \text{ m}^4}{1,4902 \text{ m}} = 0,0411 \text{ m}^3 = 41100 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M_q}{W_{tr}} = \frac{435500 \text{ KNcm}}{41100 \text{ cm}^3} = 10,596 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

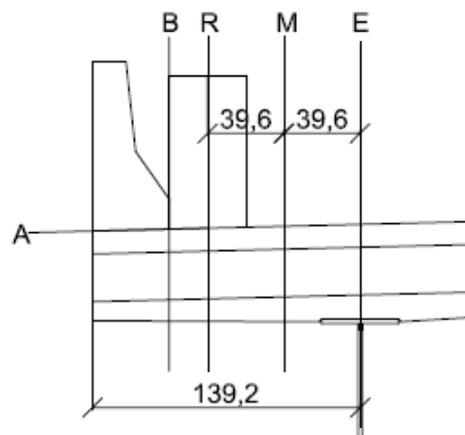
Sendo  $10,596 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$  menor que a faixa de tens\~ao admiss\~ivel, pode-se concluir que a verifica\~cao da fadiga est\~a satisfeita.

## 4.11 DIMENSIONAMENTO DA LAJE DA PONTE

### 4.11.1 Laje em balan\~co

Para o c\~alculo dos esfor\~cos devido \~as cargas m\~oveis ser\~a utilizada a tabela R\~usch n\~umero 98, que se encontra em anexo. Como neste projeto, a posi\~cao da roda n\~ao atinge o bordo livre e o tr\~afego \~e paralelo a y, a posi\~cao das se\~coes de c\~alculo e a posi\~cao da roda, fica igual a figura a seguir.

Figura 4.9 - Se\~coes a serem calculadas na laje em balan\~co (valores em cent\~imetros)

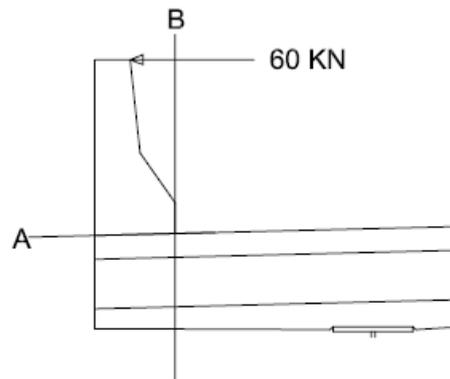


Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.11.1.1 Momentos devido \~as cargas permanentes

Os esforços das cargas permanentes serão verificados nas seções  $B$ ,  $m$  e  $e$ . E as cargas acidentais de impacto que atuam nas barreiras e os esforços serão verificados nas seções  $A$ ,  $B$ ,  $m$  e  $e$ .

Figura 4.10 - Carga acidental de impacto na barreira de acordo com a NBR 7188 (1984)



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

Primeiramente foi calculado os momentos devidos às cargas permanentes nas seções a serem analisadas. Os resultados foram os seguintes:

- Na seção  $B$ :  $4,225 \text{ KNm/m}$ ;
- Na seção  $m$ :  $18,491 \text{ KNm/m}$ ;
- Na seção  $e$ :  $30,120 \text{ KNm/m}$ .

#### 4.11.1.2 Momentos devido às cargas acidentais

Então calcula-se os momentos devidos às cargas acidentais, que resultam da aplicação de  $60 \text{ KN}$  no topo da barreira como é recomendado na NBR 7188.

- Na seção  $A$  e  $B$ :  $60 \text{ KNm/m}$ ;

- Na seção *m*: 34,384 *KNm/m*;
- Na seção *e*: 26,786 *KNm/m*.

#### 4.11.1.3 Momentos devido às cargas móveis

O próximo passo é o cálculo dos momentos devidos às cargas móveis. Como já mencionado, elas serão obtidas através da tabela de Rüsck número 98, com tráfego paralelo a *y*. No cálculo das lajes em balanço, o valor de  $l_x$ , que é a distância de centro da roda ao centro da longarina, é igual a 0,792 metros. Com isso pode-se calcular o coeficiente de impacto:

$$\varphi = 1,4 - 0,007 l_x = 1,4 - 0,007 * 0,792 = 1,394$$

Para o valor de  $b'$ , faz-se o cálculo a seguir:

$$b' = \sqrt{20 * b} = \sqrt{20 * 40} = 28,28 \text{ cm.}$$

Sendo a espessura do pavimento de asfalto 12 *cm* e a espessura da laje concretada *in situ* 25 *cm*, é possível obter o valor de  $t$  na seção  $r$  igual a:

$$t = b' + 2 f + h = 28,28 \text{ cm} + 2 * 12 \text{ cm} + 25 \text{ cm} = 77,28 \text{ cm.}$$

Portanto os parâmetros de entrada na tabela para obter os coeficientes são:

$$\frac{l_x}{a} = 0,396 \text{ e } \frac{t}{a} = 0,396.$$

Os momentos encontrados estão listados a seguir:

- Momento negativo ao longo de  $x$  na seção *e*:  $M_L = 0,371$  e  $-M_{xeq}^b = 1,394 * (75 * 0,371) = 38,777 \text{ KNm/m}$ ;

- Momento negativo ao longo de  $x$  na seção  $m$ :  $M_L = 0,115$  e  
 $-M_{xm}^b = 1,394 * (75 * 0,115) = 11,990 \text{ KNm/m};$
- Momento positivo ao longo de  $x$  na seção  $m$ :  $M_L = 0,028$   
 $+M_{xm}^b = 1,394 * (75 * 0,028) = 2,975 \text{ KNm/m};$
- Momento positivo ao longo de  $y$  na seção  $m$ :  $M_L = 0,059$   
 $+M_{ym}^b = 1,394 * (75 * 0,059) = 6,118 \text{ KNm/m};$
- Momento positivo ao longo de  $y$  na seção  $r$ :  $M_L = 0,177$   
 $+M_{yr}^b = 1,394 * (75 * 0,177) = 18,505 \text{ KNm/m}.$

#### 4.11.1.4 Momentos de cálculo para o dimensionamento à flexão (ELU)

Para o cálculo dos momentos no estado-limite último, é necessário comparar os momentos de carga acidental e de carga móvel e adotar o maior. Então, nas seções verificadas, os momentos ficam iguais a:

- $-M_{xed}^b = 1,4 * (30,120) + 1,4 * (38,777) = 96,456 \text{ KNm/m};$
- $-M_{xmd}^b = 1,4 * (18,491) + 1,4 * (34,384) = 74,025 \text{ KNm/m};$
- $+M_{xmd}^b = 1,4 * (2,975) = 4,165 \text{ KNm/m};$
- $+M_{ymd}^b = 1,4 * (6,118) = 8,566 \text{ KNm/m};$
- $+M_{yrd}^b = 1,4 * (18,533) = 25,946 \text{ KNm/m};$
- $-M_{xAd}^b = 1,4 * (60) = 84 \text{ KNm/m};$
- $-M_{xBd}^b = 1,4 * (4,225) + 1,4 * (60) = 89,915 \text{ KNm/m};$

O passo seguinte seria o cálculo da quantidade de armadura de acordo com cada momento calculado. Para fazer esse dimensionamento à flexão é necessário primeiramente o cálculo de:

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$$

Na fórmula, o valor de  $b$  é tomado igual a 100 cm, pois o valor de armadura utilizada será calculado por metro e a variável  $d$  é a distância do centro da armadura até a borda. Com o valor de  $f_{ck}$  e o valor de  $k_c$ , utiliza-se uma tabela que encontra-se em anexo para obter o valor de:

$$k_s = \frac{A_s d}{M_d}$$

Como já se possui os valores de  $d$  e  $M_d$ , é possível então encontrar a quantidade de armadura a ser utilizada ( $A_s$ ).

#### 4.11.1.5 Dimensionamento das armaduras negativas

Na seção  $e$ , encontra-se o maior momento negativo. Por esse motivo, a armadura negativa ao longo da seção transversal ( $x$ ) será dimensionada para esse momento. Inicialmente será adotado uma armadura inicial com diâmetro de 1,25 cm. Fazendo os cálculos, descobre-se que

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 21,375 \text{ cm}^2}{9645,6 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 4,74.$$

Substituindo o valor de  $k_c$  na fórmula, obtém-se  $k_s = 0,0246$ .

Para achar a quantidade de armadura negativa necessária, é preciso substituir o valor de  $k_s$  na fórmula a seguir:

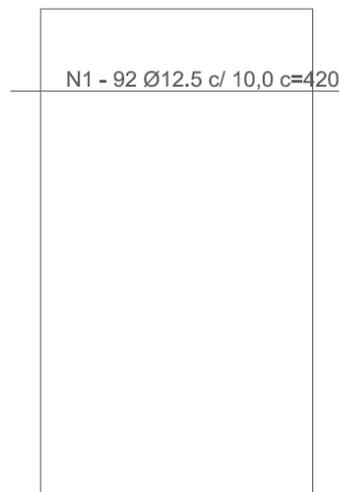
$$A_{s_{xe}}^- = \frac{k_s d}{M_d} = \frac{0,0246 \cdot 21,375 \text{ cm}^2}{9645,6 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 11,101 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

A quantidade mínima de armadura para garantir o espaçamento é igual à:

$$\frac{100 \cdot \text{área da armadura}}{20} = 6,136 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}},$$

por isso pode-se adotar o valor de  $11,101 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  para esta seção da laje. Dividindo a área de armadura adotada pela área de uma única armadura, obtém-se o valor de 9,05 barras por metro. Para facilitar, o valor será arredondado para 10 barras a cada metro e um espaçamento de 10 centímetros entre elas. Adotando 10 barras por metro (a cada 10 centímetros), a área de armadura por metro fica igual a  $12,272 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$

Figura 4.11 - Armadura negativa na laje em balanço



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.11.1.6 Dimensionamento das armaduras positivas

Ao longo da seção transversal (x), calcula-se a armadura positiva para a seção  $m$ . O diâmetro inicialmente adotado para as barras neste caso é de  $0,8 \text{ cm}$ . O valor de  $k_c$  encontrado foi igual a:

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 21,6 \text{ cm}^2}{416,5 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 112$$

e  $k_s$  ficou com o valor de 0,0232. A área de armadura por metro é

$$A_{s_{xm}}^+ = \frac{k_s d}{M_d} = \frac{0,0232 * 21,6}{416,5 \frac{KNcm}{m}} = 0,447 \frac{cm^2}{m}.$$

De acordo com a NBR 6118:2014, a armadura mínima positiva é igual a:

$$A_{s_{min}} = 0,0015 * b * t = 0,0015 * 100 \text{ cm} * 25 \text{ cm} = 3,75 \frac{cm^2}{m},$$

onde  $t$  é a espessura da laje concretada *in situ*. A armadura mínima para garantir o espaçamento máximo de 20 centímetros é igual a  $2,51 \frac{cm^2}{m}$ . Então a área de armadura será igual a  $3,75 \frac{cm^2}{m}$  e o número de barras por metro adotado será igual a 8 (espaçamento é 12,5 centímetros). Considerando o número de barras adotado, o  $A_s$  final será igual a  $4,021 \frac{cm^2}{m}$ .

Existem duas seções com armadura positiva paralela a longarina (y): seção  $m$  e  $r$ . Na seção  $r$  o momento é maior (25,946 KNm/m) e por isso a quantidade de barras utilizadas será dimensionada para essa seção. O diâmetro inicialmente adotado é de 1 cm. O valor de  $k_c$  ficou igual a:

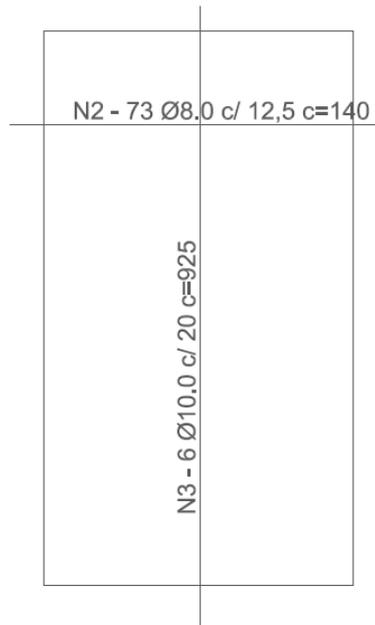
$$k_c = \frac{b * d^2}{M_d} = \frac{100 * 21,5 \text{ cm}^2}{2594,6 \frac{KNcm}{m}} = 17,82$$

e  $k_s$  ficou com o valor de 0,0234. A área de armadura por metro encontrada é:

$$A_{s_{yr}}^+ = \frac{k_s d}{M_d} = \frac{0,0234 * 21,5}{2594,6 \frac{KNcm}{m}} = 2,82 \frac{cm^2}{m}.$$

O valor da armadura mínima positiva é igual a  $3,75 \frac{cm^2}{m}$  e a armadura mínima para garantir o espaçamento máximo de 20 centímetros é igual a  $3,93 \frac{cm^2}{m}$ . Então a área de armadura adotada será igual a  $3,93 \frac{cm^2}{m}$  e o número de barras por metro adotado será igual a 5 e o espaçamento entre elas é 20 centímetros.

Figura 4.12 - Armadura positiva na laje em balanço



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.11.1.7 Resumo das armaduras na laje em balanço

- Armadura negativa
  - N1- Ø12.5 com 10 centímetros de espaçamento (direção x)
- Armadura positiva
  - N2 - Ø8.0 com 12,5 centímetros de espaçamento (direção x)
  - N3 - Ø10.0 com 20 centímetros de espaçamento (direção y)

#### 4.11.1.8 Verificação à fadiga

Segundo a NBR 6118 (2014), se a máxima variação de tensão calculada,  $\Delta\sigma_S$ , para a combinação frequente de cargas for menor que  $\Delta f_{sd,fad}$  (variação de tração de cálculo na armadura), então a verificação é satisfeita. Segundo a tabela 23.2 da NBR 6118:2014,  $\Delta f_{sd,fad}$  é igual a 190 MPa para armaduras com diâmetro igual ou menor que 16 mm.

É necessário verificar para a armadura negativa calculada nas seções  $e$  e  $m$ . Também seria necessário verificar a seção B se houvesse influência da carga móvel atuando sobre ela. Na seção  $e$ , o momento de cálculo (combinação frequente) é:

$$M_{Sdm\acute{a}x} = M_{xeg} + \psi_1 M_{xeq} = 30,120 \frac{KNm}{m} + 0,8 * \left( 38,777 \frac{KNm}{m} \right) = 61,142 \frac{KNm}{m}$$

e o momento mínimo considerando somente a carga permanente é

$$M_{Sdmin} = M_{xeg} = 30,120 \frac{KNm}{m}.$$

As tensões na armadura são obtidas no estádio II com a peça fissurada, desconsiderando a seção tracionada do concreto, mas considerando a presença de armadura. A profundidade da linha neutra será igual a:

$$x = \frac{n A_s}{b_w} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_w d}{n A_s}} \right),$$

onde:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = 8,05,$$

$$b_w = 100 \text{ cm}.$$

$$d = 21,375 \text{ cm}.$$

$$x = \frac{8,05 * 11,101 \frac{cm^2}{m}}{100 \text{ cm}} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 100 \text{ cm} * 21,375 \text{ cm}}{8,05 * 12,272 \frac{cm^2}{m}}} \right) = 5,59 \text{ cm}.$$

A tensão no aço é igual a:

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)}$$

Então calcula-se a tensão para o momento de máximo e para o mínimo e depois acha-se a diferença entre os dois valores. A tensão máxima tem o seguinte valor:

$$\sigma_{Smax} = \frac{M_{Sdm\acute{a}x}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{6114,2 \text{ KNcm/m}}{12,272 \frac{cm^2}{m} * \left( 21,375 \text{ cm} - \frac{5,35 \text{ cm}}{3} \right)} = 255,3 \text{ MPa}$$

e a mínima:

$$\sigma_{Smin} = \frac{M_{Sdmin}}{A_s(d-\frac{x}{3})} = \frac{3012 \text{ KNcm/m}}{12,272 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * (21,375 \text{ cm} - \frac{5,35 \text{ cm}}{3})} = 125,8 \text{ MPa}.$$

Então, a variação de tensão na armadura fica igual a:

$$\Delta\sigma_s = 255,3 \text{ MPa} - 125,8 \text{ MPa} = 129,5 \text{ MPa},$$

que é menor que 190 MPa, e assim a verificação está satisfeita.

Na seção  $m$  é feita a mesma verificação. O momento de cálculo máximo é:

$$M_{Sdmax} = M_{xeg} + \psi_1 M_{xeq} = 18,491 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 0,8 * \left( 11,990 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} \right) = 28,083 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

e o momento mínimo é

$$M_{Sdmin} = M_{xeg} = 18,491 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}.$$

A profundidade da linha neutra é igual a:

$$x = \frac{n A_s}{b_w} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_w d}{n A_s}} \right),$$

onde  $d$  continua sendo igual a 21,375 cm pois o diâmetro da barra e a espessura da laje é a mesma.

$$x = \frac{8,05 * 8,312 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{100 \text{ cm}} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 100 \text{ cm} * 21,375 \text{ cm}}{8,05 * 8,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}} \right) = 4,79 \text{ cm}.$$

A tensão máxima é:

$$\sigma_{Smax} = \frac{M_{Sdmax}}{A_s(d-\frac{x}{3})} = \frac{2808,3 \text{ KNcm/m}}{8,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * (21,375 \text{ cm} - \frac{4,72 \text{ cm}}{3})} = 170,64 \text{ MPa}$$

e a mínima:

$$\sigma_{Smin} = \frac{M_{Sdmin}}{A_s(d-\frac{x}{3})} = \frac{1849 \text{ KNcm/m}}{8,59 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * (21,375 \text{ cm} - \frac{4,72 \text{ cm}}{3})} = 112,35 \text{ MPa}.$$

A variação de tensão na armadura é:

$$\Delta\sigma_s = 165,3 \text{ MPa} - 108,8 \text{ MPa} = 56,5 \text{ MPa},$$

que é menor que 190 MPa, e assim a verificação está satisfeita.

#### 4.11.2 Laje central

As lajes centrais possuem vinculação com as vigas que as contornam, o que faz com que exista momentos de continuidade em seus bordos que são diferentes dos momentos obtidos supondo um engaste perfeito. Além disso, também não se pode considerar os bordos como simplesmente apoiados. As tabelas de Rüsçh que estão disponíveis para calcular as lajes centrais possuem somente essas duas possibilidades de apoio: simplesmente apoiado ou engaste perfeito nos seus bordos e o caso real está situado entre essas duas condições. Neste trabalho acabou-se adotando uma envoltória de momentos negativos com as condições de vinculação mais desfavoráveis.

A laje central da ponte deste trabalho terá um comprimento entre as transversinas ( $l_y$ ) de 9,250 metros e uma largura entre as longarinas ( $l_x$ ) de 2,804 metros. Por isso o valor de  $\frac{l_y}{l_x}$  será igual a 3,30 e como o valor é elevado, a tabela de Rüsçh utilizada será a de número 27 (laje engastada nos dois lados) para as cargas permanentes e para as cargas móveis a tabela 14 (laje é engastada de um lado e apoiada do outro) que possui  $\frac{l_y}{l_x}$  igual a infinito e tráfego paralelo a  $y$ . para simular a laje interna com ligação com a laje em balanço, que em relação à carga acidental, pode não fornecer momentos de continuidade negativos.

Para o cálculo da carga permanente, supoe-se que ela está uniformemente distribuída, e soma-se as cargas provenientes do peso próprio

das lajes e do pavimento, que estão contidas no retângulo delimitado pelas transversinas e longarinas. Fazendo os cálculos os valores da carga permanente ficam iguais a:

- Laje pré-moldada:  $\frac{((0,12 \text{ m}) * (9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}) * (25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}))}{((9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}))} = 3,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Laje moldada *in loco*:  $\frac{((0,25 \text{ m}) * (9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}) * (25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}))}{((9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}))} = 6,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- Pavimento:  $\frac{((0,12 \text{ m}) * (9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}) * (24 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}))}{((9,25 \text{ m}) * (2,804 \text{ m}))} = 2,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

A carga permanente total ficou com o valor de:

$$g = 3,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} + 6,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} + 2,88 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 12,13 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

Alguns valores que são necessários para a utilização das tabelas são:

- Lado de um quadrado que substitui a área retangular de distribuição de uma roda ao nível da semi-espessura da laje:  $t = 77,28 \text{ cm}$  (que já foi calculado para a laje em balanço);
- Espessura da laje abaixo da roda (será somente considerada a laje moldada *in loco*, pois somente nela a armadura calculada será distribuída):  $h = 25 \text{ cm}$ ;
- Espessura média do pavimento debaixo da roda:  $f = 12 \text{ cm}$ ;
- Distância entre centro de rodas de um mesmo eixo:  $a = 2 \text{ metros}$ ;
- $\frac{t}{a} = \frac{0,7728 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0,386$ ;
- $\frac{l_x}{a} = \frac{2,804 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 1,402$ ;
- Coeficiente de impacto:  $\varphi = 1,38$ .

#### 4.11.2.1 Momentos devido às cargas permanentes

Para calcular os momentos devido às cargas permanentes, utiliza-se a seguinte fórmula:

$$M_g^0 = k g l_x^2,$$

onde  $k$  é obtido da tabela de Rüsç escolhida. O valor de  $k$  da tabela 27 é 0,042 para os momentos na direção  $x$ , 0,007 para os momentos da direção  $y$  e -0,083 para os momentos de engastamento. Assim os momentos devido às cargas permanentes ficam iguais a:

- $M_{xmg}^0 = 0,042 * 12,13 \frac{KN}{m^2} * (2,804 m)^2 = 3,977 \frac{KNm}{m};$
- $M_{ymg}^0 = 0,007 * 12,13 \frac{KN}{m^2} * (2,804 m)^2 = 0,658 \frac{KNm}{m};$
- $M_{emg}^0 = -0,083 * 12,13 \frac{KN}{m^2} * (2,804 m)^2 = -7,944 \frac{KNm}{m}.$

#### 4.11.2.2 Momentos devido às cargas móveis

No cálculo dos momentos devido às cargas móveis a fórmula utilizada é:

$$M_q^0 = \varphi(P M_L + p (M_p + M'_p)),$$

onde  $P$  é o valor do peso do trem-tipo em cada roda do veículo, que é igual a 75  $KN$  e  $p$  é o valor da carga na rodovia onde o trem-tipo não está localizado e é igual a 5  $\frac{KN}{m^2}$ . Da tabela de Rüsç obtém-se os valores de  $M_L$ ,  $M_p$  e  $M'_p$ , que existem para os momentos na direção  $x$ ,  $y$  e no engastamento. Os valores da tabela são:

- $M_L$  para  $M_{xm}$ : 0,224;
- $M_L$  para  $M_{ym}$ : 0,123;
- $M_L$  para  $-M_{xe}$ : -0,467;
- $M_p$  para  $M_{xm}$ : 0,000;
- $M_p$  para  $M_{ym}$ : 0,000;

- $M_p$  para  $-M_{xe}$ :  $-0,016$ ;
- $M'_p$  para  $M_{xm}$ :  $0,064$ ;
- $M'_p$  para  $M_{ym}$ :  $0,008$ ;
- $M'_p$  para  $-M_{xe}$ :  $-0,276$ .

Com esses valores agora é possível calcular o momento em cada situação.

- $M_{xmq}^0 = 1,38 (75 \text{ KN} * 0,224 + 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} (0,000 + 0,064)) = 23,597 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ ;
- $M_{ymq}^0 = 1,38 (75 \text{ KN} * 0,123 + 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} (0,000 + 0,008)) = 12,831 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ ;
- $M_{xeq}^0 = 1,38 (75 \text{ KN} * -0,467 + 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} (-0,016 - 0,276)) = -50,387 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ .

#### 4.11.2.3 Momentos de cálculo

Com os valores dos momentos devido às cargas móveis e devido às cargas permanentes é possível calcular os momentos de cálculo.

- $M_{xmd}^0 = 1,4 M_{xmg}^0 + 1,4 M_{xmq}^0 = 1,4 * 3,977 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 1,4 * 23,597 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} = 38,60 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ ;
- $M_{ymd}^0 = 1,4 M_{ymg}^0 + 1,4 M_{ymq}^0 = 1,4 * 0,658 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 1,4 * 12,831 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} = 18,89 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ ;
- $M_{xed}^0 = 1,4 M_{xeg}^0 + 1,4 M_{xeq}^0 = 1,4 * -7,944 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} + 1,4 * -50,387 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} = -81,66 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$ .

Os momentos negativos com a laje com um lado apoiado e outro engastado para as cargas acidentais, serve para simular a situação da laje

interna com ligação com o balanço. Para as lajes centrais sem ligação com o balanço, os momentos negativos acidentais seriam melhor representados com o uso da tabela 27. Entretanto, como vai-se adotar uma armadura constante para todo o negativo, com o valor do maior momento, a utilização da dos momentos calculados não altera o dimensionamento final.

#### 4.11.2.4 Dimensionamento das armaduras positivas

Agora com os momentos é possível dimensionar as armaduras. Para dimensionar a armadura positiva é necessário achar o valor de  $k_c$  e usar a tabela em anexo para encontra o  $k_s$  e conseqüentemente a área de armadura por metro. Para a direção x, adotou-se barras com diâmetro de 1 centímetro, então o valor de  $d$  ficou igual a:

$$d = 25 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - \left(\frac{1 \text{ cm}}{2}\right) = 21,5 \text{ cm}$$

e

$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 21,5^2 \text{ cm}^2}{3860 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 11,97.$$

Da tabela, encontra-se o  $k_s$  igual a 0,0236, e a área da armadura é

$$-As_x^+ = \frac{k_s d}{M_d} = \frac{0,0236 \cdot 21,5}{3860 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 4,24 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}.$$

Com esse valor, o espaçamento entre as barras fica igual a 18,53 cm, que está dentro do valor máximo. O valor de armadura mínima para armadura positiva é  $2,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ , e esse valor é menor que o valor encontrado. Com esse valor, haverá 6 barras por metro e um novo espaçamento de 16,67 cm.

Na direção y, o diâmetro adotado para a armadura será de 1,0 cm. Tirando o cobrimento e a armadura na direção x, o valor de  $d$  é igual a:

$$d = 25 \text{ cm} - 3 \text{ cm} - 1 \text{ cm} - \left(\frac{1 \text{ cm}}{2}\right) = 20,5 \text{ cm}.$$

Assim pode-se achar

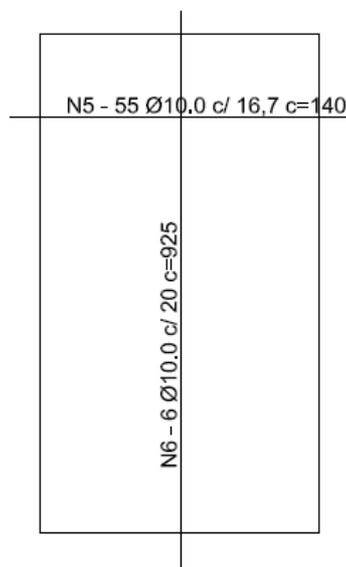
$$k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d} = \frac{100 \cdot 20,5 \text{ cm}^2}{1889 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 22,25$$

e  $k_s = 0,0234$ . A área de armadura por metro fica igual a:

$$A_{s_y}^+ = \frac{k_s d}{M_d} = \frac{0,0234 \cdot 20,5}{1889 \frac{\text{KNcm}}{\text{m}}} = 2,16 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

e o espaçamento entre as barras fica igual a 36,46 centímetros, que é maior que 20 centímetros. Para respeitar o espaçamento máximo, a armadura mínima precisaria ser igual a  $3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$  e armadura mínima para respeitar a norma é igual a  $2,50 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ , então será adotado o primeiro valor. Com uma armadura de  $3,93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$ , haverá 5 barras com 1 centímetro de diâmetro por metro (espaçamento de 20 centímetros).

Figura 4.13 - Armadura positiva nas lajes centrais



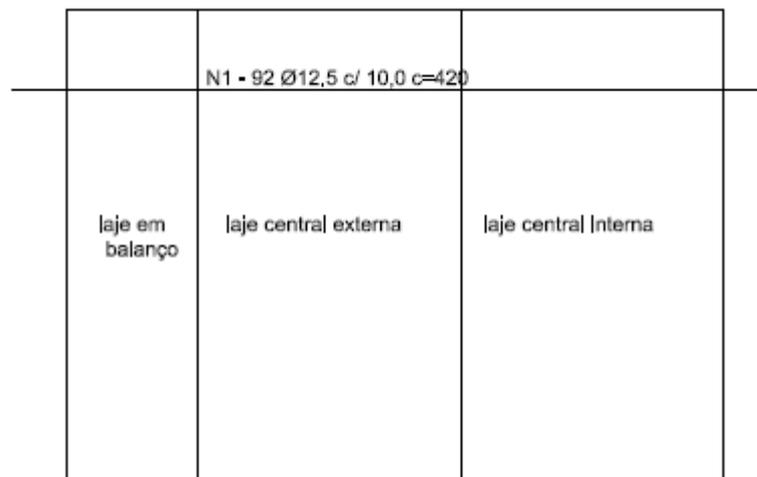
Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.11.2.5 Dimensionamento das armaduras negativas

Existem quatro lajes centrais na seção transversal da ponte dimensionada, e a armadura negativa utilizada será o maior momento negativo encontrado, sendo ele proveniente da laje em balanço ou das próprias lajes centrais.

Sendo assim, as lajes serão dimensionadas utilizando o valor do momento externo aplicado pela laje em balanço que é igual a  $-96,456 \frac{KNm}{m}$ , pois ele é maior que o momento de borda calculado para as lajes centrais, que foi igual a  $-81,66 \frac{KNm}{m}$ . Então o dimensionamento será igual ao adotado para a laje em balanço: 10 barras de 1,25 centímetro de diâmetro por metro com um espaçamento de 10 centímetros entre elas.

Figura 4.14 - Armadura negativa nas lajes centrais



Fonte: elaborado pelo autor (2015)

#### 4.11.2.6 *Resumo das armaduras na laje central*

- Armadura negativa
  - N1- Ø12.5 com 10 centímetros de espaçamento (direção x) (igual à laje em balanço)
- Armadura positiva
  - N5 - Ø10.0 com 16,67 centímetros de espaçamento (direção x)

- N6 -  $\varnothing 10.0$  com 20 centímetros de espaçamento (direção y)

#### 4.11.2.7 Verificação da fadiga

Será feita a verificação da fadiga para as armaduras tanto na direção  $x$  quanto na direção  $y$ . Na direção  $x$ , o momento de cálculo (combinação frequente) é:

$$M_{Sd\max} = M_{xmg} + \psi_1 M_{xmq} = 3,977 \frac{KNm}{m} + 0,8 * \left( 23,597 \frac{KNm}{m} \right) = 22,855 \frac{KNm}{m}$$

e o momento mínimo considerando somente a carga permanente é

$$M_{Sd\min} = M_{xmg} = 3,977 \frac{KNm}{m}.$$

A profundidade da linha neutra é:

$$x = \frac{n A_s}{b_w} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_w d}{n A_s}} \right) = \frac{8,05 * 4,71 \frac{cm^2}{m}}{100 cm} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 100 cm * 21,5 cm}{8,05 * 4,71 \frac{cm^2}{m}}} \right) =$$

3,68 cm.

A tensão máxima no aço é:

$$\sigma_{Smax} = \frac{M_{Sd\max}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{22,855 KNcm/m}{4,71 \frac{cm^2}{m} * \left( 21,5 cm - \frac{3,68 cm}{3} \right)} = 239,2 MPa$$

e a mínima:

$$\sigma_{S\min} = \frac{M_{Sd\min}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{3,977 KNcm/m}{4,71 \frac{cm^2}{m} * \left( 21,5 cm - \frac{3,68 cm}{3} \right)} = 50,0 MPa.$$

Então, a variação de tensão na armadura fica igual a

$$\Delta\sigma_s = 239,2 MPa - 50,0 MPa = 189,3 MPa,$$

que é menor que 190 MPa, e assim a verificação está satisfeita.

Na direção  $y$ , o momento de cálculo máximo é igual a:

$$M_{Sd\max} = M_{ymg} + \psi_1 M_{ymq} = 0,658 \frac{KNm}{m} + 0,8 * \left( 12,831 \frac{KNm}{m} \right) = 10,92 \frac{KNm}{m}$$

e o momento mínimo é

$$M_{Sd\min} = M_{ymg} = 0,658 \frac{KNm}{m}.$$

A profundidade da linha neutra é:

$$x = \frac{n A_s}{b_w} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b_w d}{n A_s}} \right) = \frac{8,05 * 3,93 \frac{cm^2}{m}}{100 cm} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 100 cm * 20,5 cm}{8,05 * 3,93 \frac{cm^2}{m}}} \right) =$$

3,30 cm.

A tensão máxima no aço é:

$$\sigma_{Smax} = \frac{M_{Sd\max}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{1092 KNcm/m}{3,93 \frac{cm^2}{m} * \left( 20,5 cm - \frac{3,30 cm}{3} \right)} = 143,38 MPa$$

e a mínima:

$$\sigma_{Smin} = \frac{M_{Sd\min}}{A_s \left( d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{65,8 KNcm/m}{3,93 \frac{cm^2}{m} * \left( 20,5 cm - \frac{3,30 cm}{3} \right)} = 8,64 MPa.$$

Então, a variação de tensão na armadura tem o seguinte valor:

$$\Delta\sigma_s = 179,5 MPa - 13,29 MPa = 134,74 MPa,$$

que é menor que 190 MPa, e assim a verificação também é satisfeita.

## 5 COMENTÁRIO FINAIS

Neste trabalho foi feito o projeto da superestrutura de uma ponte rodoviária utilizando vigas mistas pré-fabricados de aço e concreto, desde a apresentação dos métodos de cálculos, concepção da estrutura, métodos construtivos, análise estrutural, até a etapa de dimensionamento e verificações. Já que o principal objetivo era a análise da viga mista, alguns itens não foram abordados com maiores detalhes.

Ao comparar as pontes de concreto armado e protendido com as pontes de seção mista, pode-se afirmar que uma das principais vantagens seria a diminuição do peso próprio. Fazendo a comparação com uma ponte de concreto protendido com cinco longarinas e as mesmas dimensões de largura e comprimento da ponte deste trabalho, existe uma diminuição em torno de 20% a 30% no momento devido às cargas permanentes.

Neste trabalho, pode-se observar como é importante a verificação quanto aos valores de resistência nos projetos estruturais. Pois essa verificação, pode não só demonstrar que a estrutura vai falhar, como também pode mostrar que a estrutura está superdimensionada, possibilitando uma redução na seção, e conseqüentemente uma redução nos materiais utilizados.

Notou-se também como ainda faltam normas brasileiras mais específicas. A NBR 8800:2008, tanto utilizada para este trabalho, na verdade foi elaborada pensando em estruturas de edifícios, e a única norma referente às pontes, a NBR 7187:2003, só menciona no título pontes de concreto armado e protendido. Apesar de que a maioria das informações aplicadas nos edifícios, também podem ser aplicadas nas pontes, facilitaria muito ter uma norma de vigas mistas para pontes, que nem existe no Eurocode. Além do mais que uma norma que trata especificamente deste assunto contribuiria para o avanço desta tecnologia no Brasil.

### 5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões interessantes para trabalhos futuros seriam:

- análise completa da ponte, incluindo a mesoestrutura e a infraestrutura;

- análise mais profunda nas questões que abordam os efeitos de temperatura, vento, retração e fluência do concreto e os efeitos de fadiga;
- dimensionamento das vigas mistas sem a utilização das transversinas;
- verificação mais aprofundada da viga mista na fase de fabricação
- análise comparativa de custos com pontes de concreto armado e/ou protendido

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. Rio de Janeiro, 2013.

COSTA, Maria Aparecida G. S. **Ambiente Computacional Pedagógico sobre o Comportamento e Dimensionamento de Vigas Mistas em Aço e Concreto**. Vitória: 2005.

EUROPEAN COMITTEE FOR STANDARDISATION. **EN 1994-1-1:2004: Eurocode 4**: Design of Composite Steel and Concrete Structures: Part 1-1 General Rules and Rules for Buildings. Bruxelas, 1994.

JOHNSON, R. P. **Composite Structures of Steel and Concrete**: Volume 1 - Beams, Slabs, Columns, and Frames for Buildings. 2. ed. Warwick, Inglaterra: Blackwell Scientific Publications, 1994. 188 p.

PFEIL, Walter. Pontes em Concreto Armado: Elementos de Projeto, Solicitações, Dimensionamento. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979. 431 p.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007. 138 p. (Manual de Construção em Aço).

SALMON, Charles.G. et al. **Steel Structures: Design e Behavior**. 5ª.ed. Nova York, Prentice hall, 2008

SKALSKA, Agnieszka. **VFT® - Prefabricated Composite Construction Method**. 2009. 108 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Tecnologia e Construção de Estruturas, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2009.

SPERNAU, Wilson. **Notas de aula, Pontes ECV-5260**. UFSC, Florianópolis, 2012

SSF INGENIEURE GMBH (Alemanha). **Fabricação e implementação de vigas mistas VFT®**. Munique, 2012. 19 p.

VASCONCELOS, Augusto Carlos de. **O concreto no Brasil: Pré-fabricação, Monumentos, Fundações**. Volume III. São Paulo: Studio Nobel, 2002.

VIEST, Ivan. M. et al. **Composite Construction Design for Buildings**, McGraw-Hill, 1997. 496 p.

VITÓRIO, Afonso. **Pontes Rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão**. Recife: Conselho Regional de Engenharia Arquitetura e Agronomia de Pernambuco - Crea-PE, 2002. 140 p.



Tabela A.2 – Valores de kc e ks para aço CA-50

FLEXÃO SIMPLES EM SEÇÃO RETANGULAR - ARMADURA SIMPLES										
$\beta_x = \frac{x}{d}$	$K_c \text{ (cm}^2/\text{kN)}$								$K_s \text{ (cm}^2/\text{kN)}$	Dom.
	C15	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	CA-50	
0,01	137,8	103,4	82,7	68,9	59,1	51,7	45,9	41,3	0,023	2
0,02	69,2	51,9	41,5	34,6	29,6	25,9	23,1	20,8	0,023	
0,03	46,3	34,7	27,8	23,2	19,8	17,4	15,4	13,9	0,023	
0,04	34,9	26,2	20,9	17,4	14,9	13,1	11,6	10,5	0,023	
0,05	28,0	21,0	16,8	14,0	12,0	10,5	9,3	8,4	0,023	
0,06	23,4	17,6	14,1	11,7	10,0	8,8	7,8	7,0	0,024	
0,07	20,2	15,1	12,1	10,1	8,6	7,6	6,7	6,1	0,024	
0,08	17,7	13,3	10,6	8,9	7,6	6,6	5,9	5,3	0,024	
0,09	15,8	11,9	9,5	7,9	6,8	5,9	5,3	4,7	0,024	
0,10	14,3	10,7	8,6	7,1	6,1	5,4	4,8	4,3	0,024	
0,11	13,1	9,8	7,8	6,5	5,6	4,9	4,4	3,9	0,024	
0,12	12,0	9,0	7,2	6,0	5,1	4,5	4,0	3,6	0,024	
0,13	11,1	8,4	6,7	5,6	4,8	4,2	3,7	3,3	0,024	
0,14	10,4	7,8	6,2	5,2	4,5	3,9	3,5	3,1	0,024	
0,15	9,7	7,3	5,8	4,9	4,2	3,7	3,2	2,9	0,024	
0,16	9,2	6,9	5,5	4,6	3,9	3,4	3,1	2,7	0,025	
0,17	8,7	6,5	5,2	4,3	3,7	3,2	2,9	2,6	0,025	
0,18	8,2	6,2	4,9	4,1	3,5	3,1	2,7	2,5	0,025	
0,19	7,8	5,9	4,7	3,9	3,4	2,9	2,6	2,3	0,025	
0,20	7,5	5,6	4,5	3,7	3,2	2,8	2,5	2,2	0,025	
0,21	7,1	5,4	4,3	3,6	3,1	2,7	2,4	2,1	0,025	
0,22	6,8	5,1	4,1	3,4	2,9	2,6	2,3	2,1	0,025	
0,23	6,6	4,9	3,9	3,3	2,8	2,5	2,2	2,0	0,025	
0,24	6,3	4,7	3,8	3,2	2,7	2,4	2,1	1,9	0,025	
0,25	6,1	4,6	3,7	3,1	2,6	2,3	2,0	1,8	0,026	
0,26	5,9	4,4	3,5	2,9	2,5	2,2	2,0	1,8	0,026	
0,27	5,7	4,3	3,4	2,8	2,4	2,1	1,9	1,7	0,026	
0,28	5,5	4,1	3,3	2,8	2,4	2,1	1,8	1,7	0,026	
0,29	5,4	4,0	3,2	2,7	2,3	2,0	1,8	1,6	0,026	
0,30	5,2	3,9	3,1	2,6	2,2	1,9	1,7	1,6	0,026	
0,31	5,1	3,8	3,0	2,5	2,2	1,9	1,7	1,5	0,026	
0,32	4,9	3,7	3,0	2,5	2,1	1,8	1,6	1,5	0,026	
0,33	4,8	3,6	2,9	2,4	2,1	1,8	1,6	1,4	0,026	
0,34	4,7	3,5	2,8	2,3	2,0	1,8	1,6	1,4	0,027	
0,35	4,6	3,4	2,7	2,3	2,0	1,7	1,5	1,4	0,027	
0,36	4,5	3,3	2,7	2,2	1,9	1,7	1,5	1,3	0,027	
0,37	4,4	3,3	2,6	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3	0,027	
0,38	4,3	3,2	2,6	2,1	1,8	1,6	1,4	1,3	0,027	
0,40	4,1	3,1	2,5	2,0	1,8	1,5	1,4	1,2	0,027	
0,42	3,9	2,9	2,4	2,0	1,7	1,5	1,3	1,2	0,028	
0,44	3,8	2,8	2,3	1,9	1,6	1,4	1,3	1,1	0,028	
0,45	3,7	2,8	2,2	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,46	3,7	2,7	2,2	1,8	1,6	1,4	1,2	1,1	0,028	
0,48	3,5	2,7	2,1	1,8	1,5	1,3	1,2	1,1	0,028	
0,50	3,4	2,6	2,1	1,7	1,5	1,3	1,1	1,0	0,029	
0,52	3,3	2,5	2,0	1,7	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,54	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	0,029	
0,56	3,2	2,4	1,9	1,6	1,4	1,2	1,1	0,9	0,030	
0,58	3,1	2,3	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,9	0,030	
0,60	3,0	2,3	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,030	
0,62	2,9	2,2	1,8	1,5	1,3	1,1	1,0	0,9	0,031	
0,63	2,9	2,2	1,7	1,5	1,2	1,1	1,0	0,9	0,031	



Tabela A.4– Tabela 14 com direção do tráfego paralelo a y

b/a	Brückenklasse 30t bis 60t						Raddruck des SLW von 1,0t						Mxe in Randmitte						Mxm						Gleichlast um SLW von 1 t.m2						Mxe	
	Mxm in Plattenmitte			Mym in Plattenmitte			Mxm in Plattenmitte			Mym in Plattenmitte			Mxe in Randmitte			Mxm			Mym			Gleichlast um SLW von 1 t.m2			Mxe							
	t/a		L	t/a		L	t/a		L	t/a		L	t/a		L	t/a		L	t/a		L	t/a		L	p	p'						
0.5	0.148	0.1	0.068	0.038	0.038	0.058	0.024	0.008	0.024	0.2	0.121	0.082	0.24	0.2	0.121	0.082	0.24	0.2	0.121	0.082	0.24	0.2	0.121	0.082	-	-	-	0.09				
1	0.21	0.149	0.1	0.079	0.16	0.102	0.061	0.035	0.36	0.32	0.225	0.17	0.36	0.32	0.225	0.17	0.36	0.32	0.225	0.17	0.36	0.32	0.225	0.17	-	-	-	0.18				
1.5	0.309	0.268	0.232	0.21	0.229	0.169	0.105	0.085	0.54	0.51	0.4	0.34	0.54	0.51	0.4	0.34	0.54	0.51	0.4	0.34	0.54	0.51	0.4	0.34	-	0.01	0.02	0.3				
2	0.421	0.393	0.361	0.34	0.299	0.236	0.152	0.128	0.73	0.71	0.57	0.53	0.73	0.71	0.57	0.53	0.73	0.71	0.57	0.53	0.73	0.71	0.57	0.53	-	0.4	0.07	0.08	0.6			
2.5	0.51	0.486	0.45	0.428	0.354	0.289	0.203	0.176	0.88	0.86	0.73	0.7	0.88	0.86	0.73	0.7	0.88	0.86	0.73	0.7	0.88	0.86	0.73	0.7	-	0.99	0.17	0.12	1.11			
3	0.58	0.55	0.51	0.48	0.397	0.338	0.253	0.227	1.01	1	0.9	0.87	1.01	1	0.9	0.87	1.01	1	0.9	0.87	1.01	1	0.9	0.87	-	1.6	0.24	0.2	2			
4	0.69	0.66	0.6	0.58	0.478	0.428	0.348	0.326	1.21	1.2	1.13	1.11	1.21	1.2	1.13	1.11	1.21	1.2	1.13	1.11	1.21	1.2	1.13	1.11	0.05	3.35	0.06	0.73	0.55	4.3		
5	0.77	0.75	0.68	0.65	0.55	0.51	0.433	0.412	1.36	1.35	1.31	1.3	1.36	1.35	1.31	1.3	1.36	1.35	1.31	1.3	1.36	1.35	1.31	1.3	0.16	5.38	0.15	1.31	0.93	7		
6	0.85	0.82	0.76	0.73	0.63	0.59	0.51	0.496	1.47	1.46	1.44	1.42	1.47	1.46	1.44	1.42	1.47	1.46	1.44	1.42	1.47	1.46	1.44	1.42	0.3	8.1	0.34	2.09	1.05	10.8		
7	0.91	0.88	0.82	0.79	0.69	0.66	0.59	0.57	1.55	1.54	1.53	1.52	1.55	1.54	1.53	1.52	1.55	1.54	1.53	1.52	1.55	1.54	1.53	1.52	0.5	11.8	0.55	3.15	2.35	16		
8	0.96	0.94	0.88	0.84	0.74	0.72	0.65	0.63	1.6	1.6	1.6	1.58	1.6	1.6	1.6	1.58	1.6	1.6	1.6	1.58	1.6	1.6	1.58	1.6	0.7	16	0.78	4.3	3.3	22.1		
9	1	0.99	0.92	0.89	0.79	0.77	0.7	0.68	1.63	1.63	1.63	1.61	1.63	1.63	1.63	1.61	1.63	1.63	1.63	1.61	1.63	1.63	1.61	1.63	0.95	20.1	1.06	5.47	4.3	28.3		
10	1.04	1.03	0.96	0.94	0.84	0.81	0.74	0.72	1.65	1.65	1.65	1.62	1.65	1.65	1.65	1.62	1.65	1.65	1.65	1.62	1.65	1.65	1.62	1.65	1.18	24.8	1.38	6.78	5.45	35.6		

Fonte: Tabelas de Rüsç (1960)

## APÊNDICE I – CÁLCULOS DA SEÇÃO 1

Método de Leonhardt

k	1.6
J' - inércia das transversinas (m <sup>4</sup> )	0.041159
J' <sup>eq</sup> - inércia equivalente das transversinas (m <sup>4</sup> )	0.0658544
J - Inércia de cada viga principal (m <sup>4</sup> )	0.1986666

l - vão das vigas principais simplesmente apoiadas (m)	37
a - espaçamento entre centros de vigas principais (m)	2.804

Grau de rigidez da grelha	95.2
---------------------------	------

### Cargas permanentes das Vigas principais (como isoladas)

Viga 1=Viga 5

<b>guarda-corpos:</b>	5.912
laje:	17.400
pavimento:	8.018
viga principal (concreto):	8.411
viga principal (aço):	9.067
transversina:	1.031
<b>Total g1 (KN/m)</b>	<b>49.839</b>

Viga 2=Viga 4

laje:	17.5
pavimento:	8.0688
viga principal (concreto):	8.408
viga principal (aço)	9.067
transversina:	2.0613379
<b>Total g1(KN/m)</b>	<b>45.104</b>

Viga 3

laje:	17.5
pavimento:	8.0688
viga principal (concreto):	8.408
viga principal (aço):	9.067
transversina:	2.0613379
<b>Total g1 (KN/m)</b>	<b>45.104</b>

### Distribuição transversal das cargas permanentes

gv1=gv5 (KN/m)	47.114
gv2=gv4 (KN/m)	46.873
gv3 (KN/m)	46.873

### Cargas móveis para as vigas principais (trem-tipo homogeneizado)

Classe (30 ou 45)	45
P (homogeneizado) (KN)	60
p (homogeneizado) (KN/m <sup>2</sup> )	5
Coeficiente de impacto ( $\varphi$ )	1.141

### Distribuição transversal das cargas móveis

Viga 1=Viga 5

Valor debaixo da roda esquerda	0.618
Valor debaixo da roda direita	0.455
Valor em que $x=0$	8.400
Área positiva	2.469

Q (KN)	73.483
q (KN/m)	14.087

Viga 2 = Viga 4

Valor debaixo da roda esquerda	0.390
Valor debaixo da roda direita	0.331
Valor em que $x=0$	11.078
Área positiva	2.267

Q (KN)	49.346
q (KN/m)	12.934

Viga 3 - roda no meio

Valor debaixo da roda esquerda	0.216
Valor debaixo da roda direita	0.216
Valor em que $x=0$	
Área positiva	2.296

Q (KN)	29.625
q (KN/m)	13.101

**Esforços solicitantes para as vigas principais (fletores e cortantes) - Viga 1 e 5 são as mais solicitadas**

Máximo momento fletor na seção do meio: mais solicitada

Altura da linha de influência no meio do vão (roda do meio):	9.25
Altura da linha de influência nas rodas dianteiras e traseiras:	8.5
Área da Linha de influência	171.125

Mg1 (KNm)	8062.41
Mq (KNm)	4339.61

Máximo esforço cortante da seção 0: mais solicitada

Altura da linha de influência na roda traseira (apoio esquerdo):	1
Altura da linha de influência na roda do meio:	0.9595
Altura da linha de influência na roda dianteira:	0.9189189
Área da linha de influência:	18.5

Vg (KN)	871.61
Vq (KN)	472.13

**Verificação do estado-limite último**

**Dados da seção:**

fy (Mpa):	345
fyd (Mpa)	313.6363636
E aço (Mpa):	205000
htotal:	1.95
hw - altura entre as mesas (metros):	1.85
tw (espessura da alma) (metros):	0.03
tf - espessura mesa superior (metros):	0.05
largura mesa superior (metros):	0.4
espessura mesa inferior (metros):	0.05
largura mesa inferior (metros):	0.8
tc - espessura total laje concreto (pré-moldada+moldada in loco) (metros):	0.37
Aa (área de aço) (m2):	0.1155
fck do concreto (Mpa)	30

**Dados dos conectores:**

Acs (área dos conectores) (m <sup>2</sup> ):	0.000380133	
Ec (5600vfck) (Mpa):	30672.46322	
fucs (resistência à ruptura do aço do conector)(Mpa):	415	
γcs (coeficiente de ponderação da resistência do conector):	1.25	(1,25 para combinações últimas normais e 1,10 para combinações excepcionais)
Rg (coeficiente para consideração do efeitos de atuação de grupo de conectores):	1	(1,0 para qualquer número de conectores em uma linha soldado diretamente no perfil)
Rp (coeficiente para consideração da posição do conector):	1	(1,0 para conectores soldados diretamente no perfil de aço)

**Cálculos:**

<b>Md (momento de cálculo):</b>	<b>17393.66</b>
Vd (força cortante de cálculo):	<b>1884.86</b>

Largura efetiva (2 vezes o menor dos 3 valores):	2.804
1) 1/8 do vão da viga mista:	4.625
2) metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente	1.402
3) distância do centro da viga à borda	1.402

Classe da seção	
3,76v(E/fy) - limite seção compacta	91.655
5,70v(E/fy) - limite seção semicompacta	138.945

h/tw	61.67
------	-------

Tipo de seção:	Compacta
----------------	----------

**Conectores**

Qr - Força Resistente de Cálculo de conectores (KN):	126.2040564
Vh - força cortante horizontal (KN):	18896.95714
N - número de conectores:	150
ΣQRd - somatório das forças resistentes de cálculo individuais QRd dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (KN):	18930.608
ΣQRd > 0,85 fcd b tc ?	<b>sim</b>

$\Sigma Q R d > A a f y d ?$	não
------------------------------	-----

**Para uma seção compacta:**

**Verificação da posição da linha neutra**

0,85 fcd b tc (força compressão na laje)(KN):	18896.96
Força de tração na viga - área do aço x fyd (KN):	36225
<b>Posição da linha neutra:</b>	<b>viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço</b>

**Para posição da linha neutra no perfil de aço:**

Cad - força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço (KN):	8664.021429
Tad - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (KN):	27560.98
Aaf - área da mesa superior do perfil de aço (m2):	0.02
Aaf x fyd (KN):	6272.727273
Aaw - área da alma do perfil de aço (m2):	0.0555
Posição da linha neutra no perfil de aço:	linha neutra na alma
yp -distância da borda superior do perfil de aço até linha neutra se estiver na alma (metros):	0.3041

**Linha neutra na alma:**

Área mesa inferior (m2):	0.04
CG mesa inferior em relação à borda inferior do perfil de aço (m):	0.025
Área da alma abaixo da linha neutra (m2):	0.0479
CG da alma abaixo da linha neutra em relação à borda inferior do perfil de aço (m):	0.8479
<b>yt - distância do centro geométrico do perfil de aço até a face inferior deste perfil (metros)</b>	<b>0.4733</b>
Área da mesa superior (m2):	0.0200
CG da mesa superior em relação à borda superior do perfil de aço (metros):	0.0250
Área da alma acima da linha neutra (m2):	0.0076
CG da alma acima da linha neutra em relação à borda superior do perfil de aço (metros):	0.1771
<b>yc - distância do CG da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil (metros):</b>	<b>0.0670</b>

$\beta_{vm}$ - capacidade de rotação necessária:	1
--	---

Mrd - Momento fletor resistente de cálculo (KNm)	<b>47109.83355</b>
--	--------------------

## APÊNDICE II – CÁLCULOS DA SEÇÃO 2

### Método de Leonhardt

k	1.6
J' - inércia das transversinas (m <sup>4</sup> )	0.022962
J'eq - inércia equivalente das transversinas (m <sup>4</sup> )	0.0367392
J - inércia de cada viga principal (m <sup>4</sup> )	0.0457924

l - vão das vigas principais simplesmente apoiadas (m)	37
a - espaçamento entre centros de vigas principais (m)	2.804

Grau de rigidez da grelha	230.4
---------------------------	-------

### Cargas permanentes das Vigas principais (como isoladas)

#### Viga 1=Viga 5

guarda-corpos:	5.912
laje:	17.400
pavimento:	8.018
viga principal (concreto):	8.411
viga principal (aço):	4.200
transversina:	0.477
<b>Total g1 (KN/m)</b>	<b>44.419</b>

#### Viga 2=Viga 4

laje:	17.5
pavimento:	8.0688
viga principal (concreto):	8.408
viga principal (aço)	4.200
transversina:	0.9548188
<b>Total g1(KN/m)</b>	<b>39.131</b>

#### Viga 3

laje:	17.5
pavimento:	8.0688
viga principal (concreto):	8.408
viga principal (aço):	4.200
transversina:	0.9548188

<b>Total g1 (KN/m)</b>	<b>39.131</b>
------------------------	---------------

#### Distribuição transversal das cargas permanentes

gv1=gv5 (KN/m)	41.325
gv2=gv4 (KN/m)	41.170
gv3 (KN/m)	41.122

#### Cargas móveis para as vigas principais (trem-tipo homogeneizado)

Classe (30 ou 45)	45
P (homogeneizado) (KN)	60
p (homogeneizado) (KN/m <sup>2</sup> )	5
Coeficiente de impacto ( $\varphi$ )	1.141

#### Distribuição transversal das cargas móveis

Viga 1=Viga 5

Valor debaixo da roda esquerda	0.608
Valor debaixo da roda direita	0.457
Valor em que x=0	8.409
Área positiva	2.501

Q (KN)	72.895
q (KN/m)	14.268

Viga 2 = Viga 4

Valor debaixo da roda esquerda	0.396
Valor debaixo da roda direita	0.330
Valor em que x=0	11.150
Área positiva	2.251

Q (KN)	49.679
q (KN/m)	12.843

Viga 3 - roda no meio

Valor debaixo da roda esquerda	0.207
Valor debaixo da roda direita	0.207
Valor em que x=0	
Área positiva	2.263

Q (KN)	28.323
--------	--------

q (KN/m)	12.909
----------	--------

**Esforços solicitantes para as vigas principais (fletores e cortantes) - Viga 1 e 5 são as mais solicitadas**

Máximo momento fletor na seção do meio: mais solicitada

Altura da linha de influência no meio do vão (roda do meio):	9.25
Altura da linha de influência na rodas dianteiras e traseiras:	8.5
Área da Linha de influência	171.125

Mg1 (KNm)	7071.80
Mq (KNm)	4355.05

Máximo esforço cortante da seção 0: mais solicitada

Altura da linha de influência na roda traseira (apoio esquerdo):	1
Altura da linha de influência na roda do meio:	0.9595
Altura da linha de influência na roda dianteira:	0.9189189
Área da linha de influência:	18.5

Vg (KN)	764.52
Vq (KN)	473.77

**Estado-limite último**

**Dados da seção:**

fy (Mpa):	345
fyd (Mpa)	313.636
E aço (Mpa):	205000
htotal:	1.6
hw - altura entre as mesas (metros):	1.55
tw (espessura da alma) (metros):	0.02
tfs - espessura mesa superior (metros):	0.025
bfs - largura mesa superior (metros)::	0.4
tfi - espessura mesa inferior (metros):	0.025
bfi - largura mesa inferior (metros):	0.5
tc - espessura total laje concreto (pré-moldada+moldada in loco) (metros):	0.37
tc' - espessura da laje pré-moldada de concreto (metros):	0.12
Aa (área de aço) (m2):	0.0535

fck do concreto (Mpa)	30
Comprimento da viga (L)	37

**Dados dos conectores:**

Acs (área dos conectores) (m <sup>2</sup> ):	0.000380133	
Ec (5600vfck) (Mpa):	30672.46322	
fucs (resistência à ruptura do aço do conector)(Mpa):	415	
γcs (coeficiente de ponderação da resistência do conector):	1.25	(1,25 para combinações últimas normais e 1,10 para combinações excepcionais)
Rg (coeficiente para consideração do efeitos de atuação de grupo de conectores):	1	(1,0 para qualquer número de conectores em uma linha soldado diretamente no perfil)
Rp (coeficiente para consideração da posição do conector):	1	(1,0 para conectores soldados diretamente no perfil de aço)

**Cálculos:**

Md (momento de cálculo):	16079.51
Vd (força cortante de cálculo):	1742.76

Largura efetiva (2 vezes o menor dos 3 valores):	2.804
1) 1/8 do vão da viga mista:	4.625
2) metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente	1.402
3) distância do centro da viga à borda	1.402

**Classe da seção**

3,76v(E/fy) - limite seção compacta	91.655
5,70v(E/fy) - limite seção semicompacta	138.945

h/tw	77.50
------	-------

Tipo de seção:	Compacta
----------------	----------

**Conectores**

Qr - Força Resistente de Cálculo de conectores (KN):	126.2040564
Vh - força cortante horizontal (KN):	16779.54545
N - número de conectores:	133

$\Sigma Q_{Rd}$ - somatório das forças resistentes de cálculo individuais $Q_{Rd}$ dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (KN):	16785.140
$\Sigma Q_{Rd} > 0,85 f_{cd} b t_c$ ?	não
$\Sigma Q_{Rd} > A_a f_{yd}$ ?	sim

**Para uma seção compacta:**

<b>Verificação da posição da linha neutra</b>	
0,85 $f_{cd} b t_c$ (força compressão na laje)(KN):	18896.96
Força de tração na viga - área do aço x $f_{yd}$ (KN):	16779.54545
<b>Posição da linha neutra:</b>	<b>viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto</b>

**Para posição da linha neutra na mesa de concreto:**

$T_{ad}$ - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (KN):	16779.5454545	
a - espessura da região comprimida da laje (m):	0.3285	< $t_c$
$C_{cd}$ - força de compressão na laje (KN):	16779.5454545	
d1 - distância do CG do perfil de aço até a face superior desse perfil (metros):	0.8368	
$h_f$ - espessura da laje pré-moldada	0	será considerado zero, pois a espessura da laje pré-moldada será considerada em conjunto com a laje
$\beta_{vm}$ - capacidade de rotação necessária:	1	(1,0 para vigas biapoiadas)

$M_{rd}$ - Momento fletor resistente de cálculo (KNm)	17493.15251	ok
---	-------------	----

**Verificação à força cortante: força cortante resistente de cálculo de vigas mistas de alma cheia deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço**

$k_v$ -rigidez enrijecedores	5
$\lambda = h/t_w$	77.5
$\lambda_p$	59.958
$Y_r$	74.675

Aw - área efetiva de cisalhamento (m <sup>2</sup> ):	0.032
Vpl - força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento (KN):	6624
coeficiente de ponderação das resistências	1.1

VRd (KN):	4469.26
-----------	---------

### Cálculo flecha final

Ec	26071.5937
N = E/Ec	7.8630
btr1 - largura equivalente efetiva da seção transformada	0.3566
N' = 3*N (longa duração)	23.5889
btr3- largura equivalente efetiva da seção transformada 3N (m)	0.1189

ya - CG da seção de aço (m)	0.7632
Ac1 - área de concreto da seção transformada 1 (m <sup>2</sup> )	0.1319
ytr1 - CG da seção transformada 1(m)	1.4902
Ac3 - área de concreto da seção transformada 3N (m <sup>2</sup> )	0.0440
ytr3 - CG da seção transformada 3N (m)	1.2242

Ix (m <sup>4</sup> ) aço	0.0230
--------------------------	--------

Itr1 (m <sup>4</sup> )	0.0613
Itr3 (m <sup>4</sup> )	0.0458

Acidental (btr 1) (metros)	0.0459	ok
Acidental (btr 3) - longa duração (metros)	0.0615	
Carga permanente (antes da concretagem) (metros)	0.1264	0.16261126
Carga permanente (depois da concretagem) (metros)	0.0362	
Total - longa duração (metros)	0.1811	não conforme- necessita de contraflecha

Contra flecha máxima possível (metros)	0.1057	
Contra flecha adotada (metros)	0.1000	
Flecha final (metros)	0.0811	ok

### Verificação na fase construtiva

g1 - peso laje concreto moldada in loco (KN/m):	17.4
g2 - peso laje pré-moldada (KN/m):	8.41125
g3 - peso da viga de aço (KN/m):	4.19975

$$q = 100 \text{ kgf/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$$

área sobre a viga (m <sup>2</sup> )	103.6
q (KN/m)	2.8

Fd - peso de cálculo na fase construtiva (KN/m)	41.15375
---	----------

<b>Momento (KNm)</b>	<b>7042.435469</b>
----------------------	--------------------

**Dados da seção:**

fy (Mpa):	345
fyd (Mpa)	313.6363636
E aço (Mpa):	205000
htotal:	1.6
hw - altura entre as mesas (metros):	1.55
tw (espessura da alma) (metros):	0.02
tf - espessura mesa superior (metros):	0.025
largura mesa superior (metros)::	0.4
espessura mesa inferior (metros):	0.025
largura mesa inferior (metros):	0.5
tc - espessura total laje concreto (pré-moldada+moldada in loco) (metros):	0.12
Aa (área de aço) (m <sup>2</sup> ):	0.0535
fck do concreto (Mpa)	30

**Dados dos conectores:**

Acs (área dos conectores) (m <sup>2</sup> ):	0.000380133
Ec (5600vfck) (Mpa):	30672.46322
fucs (resistência à ruptura do aço do conector)(Mpa):	415
γcs (coeficiente de ponderação da resistência do conector):	1.25
Rg (coeficiente para consideração do efeitos de atuação de grupo de conectores):	1
Rp (coeficiente para consideração da posição do conector):	1

Largura efetiva:	2.804
------------------	-------

Tipo de seção:	Compacta
----------------	----------

**Conectores**

Qr - Força Resistente de Cálculo de conectores (KN):	126.2040564
--	-------------

Vh - força cortante horizontal (KN):	6128.742857
N - número de conectores necessários:	49
N - número de conectores adotados:	68
$\Sigma Q_{Rd}$ - somatório das forças resistentes de cálculo individuais $Q_{Rd}$ dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (KN):	8581.875835
$\Sigma Q_{Rd} > 0,85 f_{cd} b t_c$ ?	sim
$\Sigma Q_{Rd} > A_a f_{yd}$ ?	não

**Para uma seção compacta:**

**Verificação da posição da linha neutra**

0,85 fcd b tc (força compressão na laje)(KN):	6128.74
Força de tração na viga - área do aço x fyd (KN):	16779.54545
<b>Posição da linha neutra:</b>	<b>viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço</b>

**Para posição da linha neutra no perfil de aço:**

Cad - força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço (KN):	5325.401299
Tad - força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço (KN):	11454.14
Aaf - área da mesa superior do perfil de aço (m <sup>2</sup> ):	0.01
Aaf x fyd (KN):	3136.363636
Aaw - área da alma do perfil de aço (m <sup>2</sup> ):	0.031
Posição da linha neutra no perfil de aço:	linha neutra na alma
yp -distância da borda superior do perfil de aço até linha neutra se estiver na alma (metros):	0.3740

**Linha neutra na alma:**

Área mesa inferior (m <sup>2</sup> ):	0.0125
CG mesa inferior em relação à borda inferior do perfil de aço (m):	0.0125
Área da alma abaixo da linha neutra (m <sup>2</sup> ):	0.0240
CG da alma abaixo da linha neutra em relação à borda inferior do perfil de aço (m):	0.6255
<b>yt - distância do centro geométrico do perfil de aço até a face inferior deste perfil (metros)</b>	<b>0.4157</b>

Área da mesa superior (m <sup>2</sup> ):	0.0100
CG da mesa superior em relação à borda superior do perfil de aço (metros):	0.0125
Área da alma acima da linha neutra (m <sup>2</sup> ):	0.0070
CG da alma acima da linha neutra em relação à borda superior do perfil de aço (metros):	0.1995
<b>yc - distância do CG da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil (metros):</b>	<b>0.0894</b>

$\beta_{vm}$ - capacidade de rotação necessária:	1	(1,0 para vigas biapoiadas)
--	---	-----------------------------

<b>Mrd - Momento fletor resistente de cálculo (KNm)</b>	<b>13457.04771</b>	<b>conforme</b>
---	--------------------	-----------------

### Laje em balanço

Classe	45
P (KN)	75
p (KN/m <sup>2</sup> )	5
p' (KN/m <sup>2</sup> )	3
fck (MPa)	30
cobrimento	3
altura da barreira (m)	0.8
largura barreira (m)	0.4
distância de "b" a "m" (m)	0.596
distância de "m" a "e" (m)	0.396
lx (m)	0.792
b (largura roda- cm)	40
b' (Rüsch - cm)	28.28
f (cm)	12.000
h (cm)	25.00
t (cm)	77.28
a (m)	2.00
t/a	0.386
lx/a	0.396
Coeficiente de impacto ( $\varphi$ )	1.394

### Momentos devidos a cargas permanentes

Momento na seção B (final da barreira)				
Elemento	Área (m <sup>2</sup> )	Densidade (KN/m <sup>3</sup> )	Braço (m)	Momento (KNm)
1	0.0700	25	0.3125	0.5469

2	0.0235	25	0.2083	0.1224
3	0.0563	25	0.2875	0.4043
4	0.0438	25	0.1167	0.1276
5	0.4800	24	0.2	2.3040
6	0.1000	25	0.2	0.5000
7	0.0440	25	0.2	0.2200
<b>Totais</b>	<b>0.8175</b>	<b>24.8571</b>	<b>0.2079</b>	<b>4.2252</b>
Momento na seção M (no meio da distância do eixo da roda e da longarina)				
Elemento	Área (m2)	Densidade (KN/m3)	Braço (m)	Momento (KNm)
1	0.8175	24.8571	0.8039	16.3363
2	0.0715	24.0000	0.2980	0.5115
3	0.1490	25.0000	0.2980	1.1101
4	0.0715	25.0000	0.2980	0.5328
<b>Totais</b>	<b>1.1095</b>	<b>24.7143</b>	<b>0.6743</b>	<b>18.4907</b>

Momento na seção e (em cima da longarina)				
Elemento	Área (m2)	Densidade (KN/m3)	Braço (m)	Momento (KNm)
1	1.1095	24.7143	1.0703	29.3496
2	0.04752	24	0.1980	0.2258
3	0.0625	25	0.1980	0.3094
4	0.04752	25	0.1980	0.2352
<b>Totais</b>	<b>1.2671</b>	<b>24.67857143</b>	<b>0.9632</b>	<b>30.1200</b>

<b>Momentos devidos a cargas acidentais</b>	
Aplicação de uma força de:	60 KN no topo da barreira

Seção A = B (KNm/m)	60
Seção M (KNm/m)	34.384
Seção E (KNm/m)	26.786

### Dados tabela de Rüsç - tabela 98 com direção dos veículos paralela a y

#### Momentos devidos a cargas móveis

Mxe neg	0.250	0.386	0.500
0.375	0.370	0.348	0.330
0.396		0.371	
0.500	0.510	0.483	0.460

#### Na seção "E"

Mxeq neg (KNm/m)	38.777
------------------	--------

Mxm neg	0.250	0.386	0.500
---------	-------	-------	-------

0.375	0.130	0.108	0.090
0.396		0.115	
0.500	0.174	0.147	0.124

Mxm pos	0.250	0.386	0.500
0.375	0.035	0.027	0.020
0.396		0.028	
0.500	0.048	0.037	0.027

Mym pos	0.250	0.386	0.500
0.375	0.082	0.057	0.036
0.396		0.059	
0.500	0.091	0.066	0.046

Na seção "M"

Mxmq neg (KNm/m)	11.990
Mxmq pos (KNm/m)	2.975
Mymq pos (KNm/m)	6.118

Mxr pos	0.250	0.386	0.500
0.375	0.230	0.173	0.125
0.396		0.177	
0.500	0.265	0.200	0.145

Na seção "R"(eixo da roda)

Myrq pos (KNm/m)	18.533
------------------	--------

**Momento de cálculo, no ELU, para dimensionamento à flexão:**

Na seção "E":

carga permanente:	30.1200	
carga acidental/móvel:	38.777	(maior valor dos dois)

Mxed neg (KNm/m):	96.456
-------------------	--------

Na seção "M":

carga permanente:	18.4907	
Mxm neg - carga acidental/móvel:	34.384	(maior valor dos dois)
Mxm pos - carga móvel:	2.975	
Mym pos - móvel	6.118	

Mxmd neg (KNm/m):	74.025
Mxmd pos (KNm/m):	4.165
Myrd pos (KNm/m):	8.566

Na seção "R":

Myr pos - carga móvel:	18.533
------------------------	--------

Myrd pos (KNm/m):	25.946
-------------------	--------

Na seção A:

MxA neg - carga acidental:	60
----------------------------	----

MxAd neg (KNm/m):	84
-------------------	----

Na seção B:

carga permanente:	4.2252
-------------------	--------

MxB neg - carga acidental:	60
----------------------------	----

MxBd neg (KNm/m):	89.915
-------------------	--------

### **Dimensionamento à flexão**

Na seção "E":

espessura laje (cm):	25
Espessura armadura ao longo de x (cm)	1.25
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	1.23

kc	4.74
----	------

ks (tabela 3 apostila)	0.0246
------------------------	--------

Asxe neg (cm <sup>2</sup> /m):	11.101
--------------------------------	--------

As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	6.136
--	-------

As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	11.101
espaçamento (cm)	11.05
numero barras adotado	10.00
As final (cm <sup>2</sup> /m)	12.27
espaçamento final (cm)	10.00

Na seção "M":

espessura da laje (cm):	25
Espessura armadura ao longo de x neg (cm)	1.25
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	1.23
Espessura armadura ao longo de x pos (cm)	0.8
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	0.50
Espessura armadura ao longo de y (cm)	0.8
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	0.50

*Mxm neg*

kc	6.17
ks (tabela 3 apostila):	0.024

Asxm neg (cm <sup>2</sup> /m):	8.312
--------------------------------	-------

As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	6.136
--	-------

As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	8.312
Número de barras	7.000
As final (cm <sup>2</sup> /m)	8.590
Espaçamento (cm)	14.55

*Mxm pos*

kc	112.01
ks (tabela 3 apostila):	0.0232

Asxm pos (cm <sup>2</sup> /m):	0.447
--------------------------------	-------

As mínimo segundo a norma (cm <sup>2</sup> )	3.750
As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> )	2.513

As adotado (cm <sup>2</sup> /m)	3.750
Número de barras	8.000
As final (cm <sup>2</sup> /m)	4.021
Espaçamento (cm)	12.500

*Mym pos*

kc	50.51
ks (tabela 3 apostila):	0.232

Asym pos (cm <sup>2</sup> /m):	9.20
--------------------------------	------

As mínimo segundo a norma (cm <sup>2</sup> )	3.750
As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> )	4.000
As adotado (cm <sup>2</sup> )	9.20

Na seção "R":

espessura da laje (cm):	25
Espessura armadura ao longo de x (cm)	1
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	0.79

kc	17.82
ks (tabela 3 apostila):	0.0234

Asyr pos (cm <sup>2</sup> /m)	2.82
-------------------------------	------

As mínimo segundo a norma (cm <sup>2</sup> )	3.750
As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> )	3.927
As adotado (cm <sup>2</sup> )	3.93
Número de barras	5.000
As final (cm <sup>2</sup> /m)	3.927
Espaçamento (cm)	20.000

Na seção "B":

espessura da laje (cm):	25
Espessura armadura ao longo de x (cm)	1.25
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	1.23

kc	5.08
ks (tabela 3 apostila):	0.0244

Asxb neg (cm <sup>2</sup> /m)	10.26
-------------------------------	-------

As mínimo segundo a norma (cm <sup>2</sup> )	3.750
--	-------

As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> )	6.136
As adotado (cm <sup>2</sup> )	10.26

Na seção "A":

espessura da laje (cm):	25
Espessura armadura ao longo de x (cm)	1.0
Área da armadura (cm <sup>2</sup> )	0.79

kc	5.50
ks (tabela 3 apostila):	0.0244

Asx neg (cm <sup>2</sup> /m)	9.53
------------------------------	------

As mínimo segundo a norma (cm <sup>2</sup> )	3.750
As mínimo para garantir o espaçamento (cm <sup>2</sup> )	3.927
As adotado (cm <sup>2</sup> )	9.53

### Verificação à fadiga

Armadura negativa na seção "E":

$\Delta f_{sd} =$	190
-------------------	-----

Mpa para bitolas inferiores ou iguais a 16mm (NBR 6118)

Msd máx (KNm/m)	61.142
Msd mín (KNm/m)	30.120

combinação frequente

As (cm <sup>2</sup> /m)	12.272
-------------------------	--------

$n = E_s/E_c$	8.05
---------------	------

profundidade da linha neutra (x) (cm)	5.59
---------------------------------------	------

Tensão no aço máx ( $\sigma$ máx) (MPa)	255.3
Tensão no aço mín ( $\sigma$ mín) (MPa)	125.78

$\Delta\sigma$ (MPa)	129.55	conforme
----------------------	--------	----------

Diametro amadura adotado(cm)	1.25
Área da barra (cm <sup>2</sup> )	1.227
Número de barras	10
As (cm <sup>2</sup> /m)	12.27
espaçamento (cm)	10.00

#### Armadura negativa na seção "M":

$\Delta f_{sd} =$	190	Mpa para bitolas inferiores ou iguais a 16mm (NBR 6118)
-------------------	-----	---

Msd máx (KNm/m)	28.083	(combinação frequente)
Msd min (KNm/m)	18.49	

As (cm <sup>2</sup> /m)	8.590
-------------------------	-------

$n = E_s/E_c$	8.05
---------------	------

profundidade da linha neutra (x) (cm)	4.79	d
---------------------------------------	------	---

Tensão no aço máx ( $\sigma$ máx) (MPa)	165.29
Tensão no aço mín ( $\sigma$ mín) (MPa)	108.83

$\Delta\sigma$ (MPa)	56.46	conforme
----------------------	-------	----------

Diametro amadura adotado(cm)	1.25
Área da barra (cm <sup>2</sup> )	1.227
Número de barras	7
As (cm <sup>2</sup> /m)	8.59
espaçamento (cm)	14.29

#### Laje Central

Classe	45
P (KN)	75
p (KN/m <sup>2</sup> )	5
p'(KN/m <sup>2</sup> )	3

fck (MPa)	30
<b>Dados laje concretada in situ</b>	
Largura da laje central entre eixos ( $l_y$ ) (m)	9.250
Comprimento da laje central entre eixos ( $l_x$ ) (m)	2.804
Largura da laje central entre longarinas (m)	9.25
Comprimento da laje central entre transversinas (m)	2.804
Espessura da laje (m)	0.25
Densidade do concreto (KN/m <sup>3</sup> )	25
<b>Dados Pavimento</b>	
Espessura do pavimento ponto no mais alto (m)	0.120
Espessura do pavimento no início da longarina (m)	0.120
Densidade do pavimento (KN/m <sup>3</sup> )	24
<b>Peso da laje pré moldada</b>	
Maior espessura da mísula (m)	0.12
Comprimento da laje pré-moldada na seção transversal (m)	2.804
Densidade da laje pré-moldada (KN/m <sup>3</sup> )	25
<b>Peso próprio</b>	
Peso do pavimento (KN/m <sup>2</sup> )	2.880
Peso da laje pré moldada (KN/m <sup>2</sup> )	3.000
Peso da laje in loco (KN/m <sup>2</sup> )	6.25
Carga permanente total(KN/m <sup>2</sup> )	12.13
$l_y/l_x$	3.30

Tabela 14 de Rüsç com direção dos veículos paralelos a y

cobrimto (cm)	3
b (largura roda- cm)	40
b' (Rüsç - cm)	28.28
f (cm)	12.00
h (cm)	25.00
t (cm)	77.28
a (m)	2.00
t/a	0.386
$l_x/a$	1.402
Coeficiente de impacto ( $\varphi$ )	1.380

**Momentos devido à carga permanente**

k para Mxm (da tabela escolhida)	0.042
k para Mym (da tabela escolhida)	0.007
k para Mye (da tabela escolhida)	-0.083

Mxmg (KNm/m)	3.977
Mymg (KNm/m)	0.658
Memg (KNm/m)	-7.944

		t/a		
lx/a	Mxm (M <sub>L</sub> )	0.250	0.386	0.500
	1.000	0.149	0.122	0.100
	1.402		0.224	
	1.500	0.268	0.248	0.232

lx/a	Mxm (Mp)
1.000	0.000
1.402	0.000
1.500	0.000

lx/a	Mxm (Mp')
1.000	0.000
1.402	0.064
1.500	0.080

		t/a		
lx/a	Mym (M <sub>L</sub> )	0.250	0.386	0.500
	1.000	0.102	0.080	0.061
	1.402		0.123	
	1.500	0.169	0.134	0.105

lx/a	Mym (Mp)
1.000	0.000
1.402	0.000
1.500	0.000

lx/a	Mxm (Mp')
1.000	0.000
1.402	0.008
1.500	0.010

		t/a		
lx/a	Mxe (M <sub>L</sub> )	0.250	0.263	0.500
	1.000	-0.320	-0.315	-0.225
	1.402		-0.467	
	1.500	-0.510	-0.504	-0.400

lx/a	Mxe (Mp)
1.000	0.000
1.402	-0.016
1.500	-0.020

lx/a	Mxe (Mp')
1.000	-0.180
1.402	-0.276
1.500	-0.300

**Momentos devido à cargas móveis**

$M_L$ (para $M_{xm}$ ) tabela de Rüsç	0.224
$M_L$ (para $M_{ym}$ ) tabela de Rüsç	0.123
$M_L$ (para $M_{xe}$ ) tabela de Rüsç	-0.467
$M_p$ (para $M_{xm}$ ) tabela de Rüsç	0.000
$M_p$ (para $M_{ym}$ ) tabela de Rüsç	0.000
$M_p$ (para $M_{xe}$ ) tabela de Rüsç	-0.016
$M_p'$ (para $M_{xm}$ ) tabela de Rüsç	0.064
$M_p'$ (para $M_{ym}$ ) tabela de Rüsç	0.008
$M_p'$ (para $M_{xe}$ ) tabela de Rüsç	-0.276

$M_{xm}q$ (KNm/m)	23.597
$M_{ym}q$ (KNm/m)	12.831
$M_{xe}q$ (KNm/m)	-50.387

**Momentos de cálculo**

$M_{xmd}$ inicial (KNm/m)	38.60
$M_{ymd}$ inicial (KNm/m)	18.89
$M_{xed}$ inicial (KNm/m)	-81.66

Espessura armadura ao longo de x (cm)	1
---------------------------------------	---

kc limite do domínio 3	1.46	(tabela 3 apostila)
------------------------	------	---------------------

$M_d$ limite (KNm/m)	316.610	(valor para que não necessite de armadura dupla)
----------------------	---------	--

Momento externo aplicado pela laje em balanço ( $M_{xed}$ ) (KNm/m)	96.5
---	------

**Momentos de cálculo**

$M_{xmd}$ inicial (KNm/m)	31.39
$M_{ymd}$ inicial (KNm/m)	15.32
$M_{xed}$ inicial (KNm/m)	-67.89

Espessura armadura ao longo de x (cm)	1.6
---------------------------------------	-----

kc limite do domínio 3	1.46
------------------------	------

$M_d$ limite (KNm/m)	307.836
----------------------	---------

Momento externo aplicado pela laje em balanço ( $M_{xed}$ ) (KNm/m)	96.5
---	------

OBS: Se  $M_{xed}$  é maior que  $M_b$ , armadura da laje é calculada com  $M_{xed}$ . Caso  $M_{xed}$  seja menor que  $M_b$ , armadura da laje é calculada com o valor de  $M_b$ .

#### Dimensionamento das armaduras positivas

<u>Direção X</u>	
Espessura da armadura adotada ao longo de x (cm)	1.00
Área da barra	0.79
$k_c$ (tabela 3)	11.97
$k_s$ (tabela 3)	0.0236 (da tabela 3 da apostila)

Asx (cm <sup>2</sup> /m)	4.24
--------------------------	------

Espaçamento entre as barras (cm)	18.53
----------------------------------	-------

Armadura mínima pra respeitar os espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	3.93
Armadura mínima segundo norma (cm <sup>2</sup> /m)	2.50

Ármadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)	4.71
novo espaçamento (cm)	16.67
número de barras	6.00

<u>Direção Y</u>	
Espessura da armadura adotada ao longo de y (cm)	1.0
Área da barra	0.79
$k_c$	22.25
$k_s$	0.0234 (da tabela 3 da apostila)

Asy (cm <sup>2</sup> /m)	2.16
--------------------------	------

Espaçamento entre as barras (cm)	36.43
----------------------------------	-------

Armadura mínima pra respeitar os espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	3.93
Armadura mínima segundo norma (cm <sup>2</sup> /m)	2.50

Ármadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)	3.93
novo espaçamento (cm)	20.00
número de barras	5.00

### Verificação da fadiga segundo a seção 23 da NBR 6118

$\Delta f_{sd} =$	190	MPa (para bitolas menor de 16mm)
-------------------	-----	----------------------------------

$n = E_s/E_c$	8.05
---------------	------

#### Direção X

Mxd adotado/Mxd inicial	1.000
-------------------------	-------

Msd máximo (KNm/m)	22.855
Msd mínimo (KNm/m)	3.977

profundidade da linha neutra (x) (cm)	3.68
---------------------------------------	------

Tensão no aço máx ( $\sigma$ máx) (MPa)	239.2
Tensão no aço mín ( $\sigma$ mín) (MPa)	50.0

$\Delta\sigma$ (MPa)	189.3	Conforme
----------------------	-------	----------

#### Direção Y

Myd adotado/Myd inicial	1.000
-------------------------	-------

Msd máximo (KNm/m)	10.92
Msd mínimo (KNm/m)	0.66

profundidade da linha neutra (x) (cm)	3.30
---------------------------------------	------

Tensão no aço máx ( $\sigma$ máx) (MPa)	143.38
Tensão no aço mín ( $\sigma$ mín) (MPa)	8.64

$\Delta\sigma$ (MPa)	134.74	conforme
----------------------	--------	----------

### Dimensionamento das armaduras negativas

#### Devido ao momento que vem da laje em balanço

Momento adotado (KNm/m)	96.5
-------------------------	------

Espessura da armadura negativa (cm)	1.3
-------------------------------------	-----

Área da barra	1.23
kc	4.74
ks	0.0246

As neg (cm <sup>2</sup> /m)	11.10
-----------------------------	-------

Espaçamento entre as barras (cm)	11.05
----------------------------------	-------

Armadura mínima pra respeitar os espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	6.14
Armadura mínima segundo norma (cm <sup>2</sup> /m)	3.75

Ármadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)	11.10
novo espaçamento (cm)	11.05

**Dimensionamento das armaduras negativas  
Devido ao momento que vem da laje adjacente**

Momento adotado (KNm/m)	81.7
-------------------------	------

Espessura da armadura negativa (cm)	1.25
Área da barra	1.23
kc	5.59
ks	0.024

As neg (cm <sup>2</sup> /m)	9.17
-----------------------------	------

Espaçamento entre as barras (cm)	13.38
----------------------------------	-------

Armadura mínima pra respeitar os espaçamento (cm <sup>2</sup> /m)	6.14
Armadura mínima segundo norma (cm <sup>2</sup> /m)	3.75

Ármadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)	9.17
novo espaçamento (cm)	13.38
Número de barras	8
Armadura final (cm <sup>2</sup> /m)	9.8175
Espaçamento (cm)	12.5000