

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”**

**FACULDADE DE ENGENHARIA  
CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA**

**TAYLA CASTILHO CRIADO**

**ANÁLISE DE VIGAS TRELIÇADAS DE AÇO PARA APLICAÇÃO EM PONTES**

Ilha Solteira  
2017



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA  
"Júlio de Mesquita Filho"  
Campus de Ilha Solteira

**TAYLA CASTILHO CRIADO**

## **ANÁLISE DE VIGAS TRELIÇADAS DE AÇO PARA APLICAÇÃO EM PONTES**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil – Estruturas, UNESP - Faculdade de Engenharia, Campus de Ilha Solteira, como requisito para a obtenção do título de mestre.

Prof. Dr. José Luiz Pinheiro Melges

**Orientador**

Prof. Dr. Renato Bertolino Junior

**Co-orientador**

**Ilha Solteira  
2017**

FICHA CATALOGRÁFICA  
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

Criado, Tayla Castilho.  
C928a      Análise de vigas treliçadas de aço para aplicação em pontes / Tayla Castilho  
Criado. – Ilha Solteira: [s.n.], 2017  
113 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Estruturas, 2017

Orientador: José Luiz Pinheiro Melges  
Co-orientador: Renato Bertolino Júnior  
Inclui bibliografia

1. Vigas treliças. 2. Análise estrutural. 3. Pontes.



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Ilha Solteira

**CERTIFICADO DE APROVAÇÃO**

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: ANÁLISE DE VIGAS TRELIÇADAS DE AÇO PARA APLICAÇÃO DE PONTES

**AUTORA: TAYLA CASTILHO CRIADO**

**ORIENTADOR: JOSE LUIZ PINHEIRO MELGES**

**COORIENTADOR: RENATO BERTOLINO JUNIOR**

Aprovada como parte das exigências para obtenção do Título de Mestra em ENGENHARIA CIVIL, área: ESTRUTURAS pela Comissão Examinadora:

Prof. Dr. RENATO BERTOLINO JUNIOR  
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. JOSE ANTONIO MATTHIESEN  
Engenharia Civil / Faculdades Integradas Rui Barbosa

Prof. Dr. CARLOS EDUARDO JAVARONI  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Câmpus de Bauru

Ilha Solteira, 18 de abril de 2017

## RESUMO

As vigas treliçadas modulares em aço são alternativas eficientes quando é necessário vencer grandes vãos na construção de pontes. Geralmente são empregadas em pontes com sistema estrutural em viga, tanto para pontes rodoviárias como ferroviárias. Em muitos casos, existe a possibilidade das treliças serem modulares, permitindo uma rápida construção ou reconstrução, em situações de tragédias naturais, visto que seus módulos são produzidos antecipadamente em fábrica. Assim, o presente trabalho tem como objetivo efetuar a análise estrutural das vigas treliçadas de uma ponte modular rodoviária, com módulos de 1,5 metros de comprimento, considerando nas treliças as diagonais em forma de “K” e em forma de “LOSANGO”, ambas consideradas bi- apoiadas, com vãos de 12 metros e 18 metros. Além disso, foi realizado o dimensionamento das barras da treliça, de acordo com a melhor disposição das diagonais quanto à distribuição dos esforços. O estudo foi realizado considerando-se as ações permanentes e variáveis de acordo com as normas brasileiras e o dimensionamento dos elementos estruturais baseou-se na NBR 8800:2008. Os resultados obtidos na análise numérica foram comparados com os obtidos no ensaio da viga treliçada realizado no Laboratório de Engenharia Civil- NEPAE. Dessa forma, concluiu-se que as distribuições dos esforços variam de acordo com a disposição das diagonais da treliça, isto é, na treliça do tipo “LOSANGO”, a influência dos esforços nesses elementos é maior do que na treliça com diagonais na forma de “K”. E assim, a opção de treliça a ser utilizada consiste em nas diagonais e nos montantes dispostos na forma de “K, a qual foi utilizada para o dimensionamento. Quanto as deformações e deslocamentos, a estrutura apresentou um comportamento esperado, visto que as deformações condizem com as forças que eram recebidas por cada barra e que, cada uma dessas forças é sempre inferior à resistência do perfil utilizado para dimensionamento. Conclui-se que a estrutura não atingiu aos estados limites últimos e de serviço e o seu comportamento foi satisfatório diante dos esforços a qual foi submetida.

**Palavras-chaves:** Treliças. Análise estrutural. Pontes treliçadas. Aço. Treliça modular.

## ABSTRACT

The beams of modular truss bridge made with steel are efficient alternatives when it is necessary to reach long spans in the building of bridges. They are usually used in bridges with structural beam system, both road bridges and railway. In many cases, there is the possibility of trusses that are modular allowing fast construction or reconstruction, in cases of natural disasters, since the modules are produced earlier in the factory. Thus, this paper aims to make structural analysis of trusses of a road modular bridge, with modules of 3 meters long, considering the diagonals and the rakers in the form of "K" and trusses with diagonals in the form of rhombus both bi-supported, with spans of 12 meters and 18 meters. The study was carried out considering the dead and live actions according to the Brazilian standards and the design of the structure was based on the NBR 8800: 2008. The results of the numerical analysis were compared with those obtained in the assay of the truss beam conducted in the laboratory civil-engineering NEPAE. In this way, it was concluded that the stress distributions vary according to the arrangement of the diagonals of the truss, that is, in the "LOSANGO" type truss, the influence of the stresses on these elements is greater than in the truss with diagonals in the form of "K". And so, the type of truss to be used consists of the diagonals and the members arranged in the form of "K", which was used for the scaling. Regarding the deformations and displacements, the structure presented an expected behavior, since the deformations match the forces that were received by each bar and that each of these forces is always inferior to the strength of the profile used for scaling. Concluded that the structure did not reach the final and service boundary states and its behavior was satisfactory in face of the efforts to which it was submitted.

**Key-words:** Truss. Structural analysis. Truss bridge. Steel. Modular truss.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> -Ironbridge no passado.....	13
<b>Figura 2</b> -Ponte da Boa Vista .....	13
<b>Figura 3</b> -Ponte de Sant'Ana .....	14
<b>Figura 4</b> -Pontes Eads.....	14
<b>Figura 5</b> -Ponte Benjamim Constant .....	15
<b>Figura 6</b> -Firth of Forth Bridge .....	15
<b>Figura 7</b> -Ponte de Barra do Pirai.....	16
<b>Figura 8</b> - Viaduto Santa Ifigênia .....	16
<b>Figura 9</b> -Elevado da Perimetral .....	18
<b>Figura 10</b> -Elevado da Linha Vermelha .....	18
<b>Figura 11</b> -Ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná .....	19
<b>Figura 12</b> -Ponte São José dos Dourados .....	21
<b>Figura 13</b> -Ponte dos Barrageiros.....	21
<b>Figura 14</b> -Ponte de Solférino.....	22
<b>Figura 15</b> - Ponte Millenium de Gateshead.....	23
<b>Figura 16</b> -Passarela Simone de Beauvoir.....	24
<b>Figura 17</b> -Infinity Bridge .....	25
<b>Figura 18</b> -Ponte Feng Hua .....	26
<b>Figura 19</b> -Helix Bridge .....	27
<b>Figura 20</b> -Sidney Harbour Bridge .....	29
<b>Figura 21</b> -Golden Gate Bridge. ....	30
<b>Figura 22</b> -Ponte Akashi Kaikyo.....	31
<b>Figura 23</b> -Ponte Verrazano Narrows. ....	31
<b>Figura 24</b> -Tabuleiro da ponte Akashi-Kaikyo.....	32
<b>Figura 25</b> -Tipos de treliças .....	34
<b>Figura 26</b> -Possível aplicação da treliça Z.....	36
<b>Figura 27</b> - 3D da ponte para o vão de 12 metros. ....	40
<b>Figura 28</b> -Treliça de 12 metros com diagonais em losango. ....	41
<b>Figura 29</b> -Treliça de 12 metros com diagonais em K.....	41
<b>Figura 30</b> -Distribuição das ações variáveis para o veículo tipo.....	42
<b>Figura 31</b> -Trem-tipo e distribuição das cargas pontuais para cada classe de ponte. ....	43
<b>Figura 32</b> - Vista em planta.....	46
<b>Figura 33</b> - Linha de influência transversal. ....	46
<b>Figura 34</b> -Ação longitudinal com a máxima influencia transversal. ....	47
<b>Figura 35</b> -Ação longitudinal com as forças equivalentes.....	47
<b>Figura 36</b> -Aplicação das cargas unitárias na treliça de 12 metros.....	49
<b>Figura 37</b> -Aplicação das cargas unitárias na treliça de 18 metros.....	50
<b>Figura 38</b> -Forças normais devidas à aplicação da força P1. ....	51
<b>Figura 39</b> -Forças normais devidas às aplicação da força P2. ....	51
<b>Figura 40</b> -Forças normais devidas à aplicação da força P3. ....	51
<b>Figura 41</b> -Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em losango na ponte de 12 metros de vão.....	52
<b>Figura 42</b> -Forças normais devido aplicação da força P1.....	53

<b>Figura 43-</b> Forças normais devido aplicação da força P2.....	53
<b>Figura 44-</b> Forças normais devido aplicação da força P3.....	53
<b>Figura 45-</b> Forças normais devido aplicação da força P4. ....	54
<b>Figura 46-</b> Forças normais devido aplicação da força P5.....	54
<b>Figura 47-</b> Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em losango na ponte de 18 metros de vão.....	55
<b>Figura 48-</b> Forças normais devido aplicação da força P1.....	56
<b>Figura 49-</b> Forças normais devido aplicação da força P2.....	56
<b>Figura 50-</b> Forças normais devido aplicação da força P3.....	57
<b>Figura 51-</b> Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em K na ponte de 12 metros de vão.....	57
<b>Figura 52-</b> Forças normais devido aplicação da força P1. ....	58
<b>Figura 53-</b> Forças normais devido aplicação da força P2.....	58
<b>Figura 54-</b> Forças normais devido aplicação da força P3.....	58
<b>Figura 55-</b> Forças normais devido aplicação da força P4.....	59
<b>Figura 56-</b> Forças normais devido aplicação da força P5.....	59
<b>Figura 57-</b> Linhas de influência para cada barra da treliça K na ponte de 18 metros de vão. ....	60
<b>Figura 58-</b> Comparação de resultados para treliça de 12 metros. ....	61
<b>Figura 59-</b> Comparação de resultados para treliça de 18 metros. ....	61
<b>Figura 60-</b> Combinação das ações para o Estado Limite Ultimo feita pelo software SAP 2000®.....	62
<b>Figura 61-</b> Combinação das ações para o Estado Limite de Serviço feita pelo software SAP 2000®.....	63
<b>Figura 62-</b> Diagrama de forças axiais de cálculo no Estado Limite Ultimo obtido pelo software SAP 2000®. ....	63
<b>Figura 63-</b> Configuração deformada da treliça no Estado Limite de Serviço, dada pelo software SAP 2000®. ....	64
<b>Figura 64-</b> Deslocamentos no meio do vão, em mm. dados pelo software SAP 2000®. ....	64
<b>Figura 65-</b> Ilustração entre os espaçamentos. ....	67
<b>Figura 66-</b> Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.....	71
<b>Figura 67-</b> Seção transversal dos banzos sem a barra de reforço. ....	76
<b>Figura 68-</b> Seção transversal dos banzos com a barra de reforço. ....	76
<b>Figura 69-</b> Seção transversal das diagonais e montantes internos. ....	77
<b>Figura 70-</b> Seção transversal do montante externo.....	77
<b>Figura 71-</b> Propriedades geométricas dos banzos sem a barra de reforço.....	78
<b>Figura 72-</b> Propriedades geométricas dos banzos com a barra de reforço.....	78
<b>Figura 73-</b> Propriedades geométricas das diagonais e montantes internos.....	79
<b>Figura 74-</b> Propriedades geométricas das diagonais e montantes externos.....	79
<b>Figura 75-</b> Localização das barras de reforço dos banzos para a treliça de 12 metros. ....	80
<b>Figura 76-</b> Localização das barras de reforço dos banzos para a treliça de 18 metros. ....	80
<b>Figura 77-</b> Numeração das barras da treliça de 12 metros. ....	81
<b>Figura 78-</b> Numeração das barras para a treliça de 18 metros. ....	82
<b>Figura 79-</b> Atuador de carga (amarelo) e célula de carga (azul). ....	86
<b>Figura 80-</b> Sistema de aplicação da carga.....	86



<b>Figura 81</b> -Esquema estático da aplicação das forças no ensaio. ....	87
<b>Figura 82</b> -Primeira situação de carregamento. ....	87
<b>Figura 83</b> -Reações de apoio para a primeira situação de carregamento. ....	88
<b>Figura 84</b> -Segunda situação de carregamento. ....	88
<b>Figura 85</b> -Reações de apoio para a segunda situação de carregamento. ....	88
<b>Figura 86</b> -Extensômetros localizados nos banzos inferiores na região central. ....	89
<b>Figura 87</b> -Extensômetros localizados no montante externo. ....	89
<b>Figura 88</b> -Aparelho para leitura do deslocamentodo ponto central (LVDT). ....	90
<b>Figura 89</b> -Instalação dos extensômetros no banzo inferior.....	91
<b>Figura 90</b> -Instalação dos extensômetros no banzo superior. ....	91
<b>Figura 91</b> -Instalação dos extensômetros no montante do apoio direito.....	92
<b>Figura 92</b> -Instalação dos extensômetros no montante do apoio esquerdo. ....	93
<b>Figura 93</b> -Vista frontal da instalação dos extensômetros.....	93
<b>Figura 94</b> -Vista posterior da instalação dos extensômetros. ....	93
<b>Figura 95</b> -Flambagem diagonal de apoio.....	94
<b>Figura 96</b> -Aplicação das forças de 330 kN .....	95
<b>Figura 97</b> -Tensões normais devido aplicação da força (lado direito). ....	95
<b>Figura 98</b> -Tensões normais devido aplicação da força (lado esquerdo). ....	96
<b>Figura 99</b> -Deslocamento no ponto central. ....	96
<b>Figura 100</b> -Esquema estático de aplicação das forças 260 kN.....	99
<b>Figura 101</b> -Forças axiais nas barras. Diagonal -187,5 kN .....	100
<b>Figura 102</b> -Deslocamento no centro 13,2 mm. ....	100
<b>Figura 103</b> -Seção transversal da diagonal. ....	101
<b>Figura 104</b> -Nova seção transversal da diagonal de extremidade. ....	101
<b>Figura 105</b> -Deformações dos banzos e das barras de reforço.....	103
<b>Figura 106</b> -Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 120 kN. ....	105
<b>Figura 107</b> -Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 240 kN. ....	105
<b>Figura 108</b> -Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 330 kN. ....	106
<b>Figura 109</b> -Relação entre a força e o deslocamento. ....	107
<b>Figura 110</b> -Gráfico comparativo para força de 120 kN. ....	108
<b>Figura 111</b> -Gráfico comparativo para força de 240 kN. ....	109
<b>Figura 112</b> -Gráfico comparativo para força de 330 kN. ....	109

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> -Carga dos veículos.....	42
<b>Tabela 2</b> -Características dos veículos de acordo com a classe de ponte. ....	43
<b>Tabela 3</b> -Valores de $(b/t)_{lim}$ .....	74
<b>Tabela 4</b> -Forças resistentes de cálculo. ....	81
<b>Tabela 5</b> -Forças solicitantes de cálculo para a treliças de 12 metros.....	81
<b>Tabela 6</b> -Forças solicitantes de cálculo para a treliças de 18 metros.....	83

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>11</b>
1.1	OBJETIVOS E METODOLOGIA	12
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>13</b>
2.1	EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PONTES EM AÇO	13
2.2	PONTE TRELIÇADA	27
2.3	PONTES MODULARES	37
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b>	<b>40</b>
3.1	ANÁLISE COMPUTACIONAL DA ESTRUTURA DA PONTE	40
3.2	AÇÕES DE CÁLCULO NA TRELIÇA	62
3.3	RESULTADOS E DISCUSSÃO	65
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS</b>	<b>66</b>
4.1	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	66
4.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	67
4.3	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS	75
4.4	BARRAS UTILIZADAS	75
<b>5</b>	<b>ANÁLISE EXPERIMENTAL DA VIGA TRELIÇADA</b>	<b>85</b>
5.1	EQUIVALÊNCIA DO TREM TIPO PARA A CARGA CONCENTRADA	85
5.2	INSTRUMENTAÇÃO	89
5.3	APLICAÇÃO DA CARGA	94
5.4	REANÁLISE DA ESTRUTURA	94
5.4.1	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO	96
5.4.2	SITUAÇÃO PARA A MÁXIMA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DA DIAGONAL 188,47 KN	99
5.4.3	CÁLCULO DA NOVA SEÇÃO DA DIAGONAL	100
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÃO</b>	<b>103</b>
6.1	ANÁLISE GERAL	103
6.2	DEFORMAÇÕES NOS BANZOS E BARRAS DE REFORÇO	103
6.3	DEFORMAÇÕES NOS MONTANTES DE APOIO	103
6.4	FORÇAS NOS ELEMENTOS DEVIDO AOS ENSAIOS	104
<b>7</b>	<b>COMPARATIVO DA ANÁLISE EXPERIMENTAL E ANÁLISE NUMÉRICA</b>	<b>108</b>

<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES</b>	<b>110</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>111</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As pontes modulares em aço geralmente são utilizadas para situações emergenciais ou em situações em que há a necessidade de versatilidade e rapidez. Como o próprio nome diz, as pontes modulares são compostas por elementos pré-fabricados que são facilmente transportados e montados no lugar da sua implantação.

Existem alguns padrões que estão disponíveis comercialmente, dentre elas, a Bailey, que é utilizada pelo exército brasileiro e americano para a transposição de cursos de água ou desníveis no terreno. Essa ponte é composta por módulos de 3,05m, que são dispostos longitudinalmente para formar a viga treliçada da ponte. Esses painéis também podem ser combinados transversalmente e/ou longitudinalmente para se aumentar a largura, a extensão e a capacidade resistente da ponte, o que justifica seu uso para diversas situações de terreno natural.

Aliando-se as vantagens das pontes modulares às oferecidas pelas treliças, podem ser desenvolvidas pontes modulares mais leves, com a construção mais rápida e com uma boa diversidade dos modelos disponíveis. Os vários tipos de treliça podem gerar uma grande quantidade de módulos diferentes para a aplicação em pontes.

A treliça ideal pode ser descrita como sendo um conjunto de triângulos formados por peças retas e articuladas entre si. Quando adequadamente projetada, com proporções normais, uma treliça tem as seguintes características: os eixos de todos os elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas, e o carregamento é aplicado somente nos nós. (PINHO; BELLEI, 2007)

Umas das principais vantagens da treliça é que os seus elementos estruturais estão solicitados apenas a esforços axiais (tração e compressão), proporcionando uma estrutura mais leve, e, uma redução da sua flecha.

Uma ponte completa em treliça convencional pode ter tabuleiro superior, inferior ou os dois, tendo os seguintes componentes: uma laje de tabuleiro, longarinas apoiadas nas transversinas, transversinas apoiadas nos nós das treliças, contraventamentos horizontais, contraventamentos verticais, cordas superior e inferior, diagonais e montantes. As treliças são econômicas com altura variando de 1/8 a 1/15 do vão. São usadas para vãos acima de 50 m até 120 m quando isostáticas, e como contínuas até 250 m. (PINHO; BELLEI, 2007)

No entanto, como desvantagem, a estrutura possui um maior custo de fabricação, manutenção e pintura e, às vezes, o fator estético é prejudicado devido ao cruzamento de seus elementos estruturais.

A manutenção dentre esses fatores é a que possui maior importância, visto que o grande problema em estruturas metálicas não é estrutural, mas de manutenção. Apenas em um segundo momento, onde problemas desencadeados pela ausência de uma manutenção preventiva, o problema culmina para o aspecto de segurança estrutural.

Além disso, pode ocorrer a corrosão do aço, que é a deterioração causada pela interação físico-química entre o material e o seu meio operacional. Essa corrosão representa alterações prejudiciais indesejáveis, sofridas pelo material metálico, tais como o desgaste, variações químicas, modificações estruturais, tornando-o inadequado para o uso dentro das estruturas. Estas incidências, quando associadas ao uso incorreto das estruturas e à falta de manutenção periódica, ressaltam em resistências bem menores nos elementos do que as que foram calculadas, o que compromete a vida útil da estrutura. (LOURENÇO; LOURENÇO; MENDER, 2016)

### **1.1. Objetivos e Metodologia**

Esse trabalho tem como objetivo a análise dos esforços em um sistema estrutural isostático bi-apoiado em viga treliçada, utilizando disposições diferentes das diagonais da treliça e diferentes tamanhos de vão livre, para pontes modulares em aço.

A análise dos esforços na treliça foi feita por meio de simulação numérica dessas treliças realizado no programa SAP2000® e a análise experimental foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil- NEPAE, com verificação das deformações nos elementos e os deslocamentos no centro da estrutura, para uma viga com vão de 12 metros, em escala real.

Além da análise dos esforços, foi efetuado o dimensionamento dos elementos estruturais seguindo-se uma padronização da seção transversal das barras com perfis laminados de aço, de acordo com a normas NBR 8800 (2008): Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Por fim, uma comparação entre a análise numérica e experimental foi realizada.

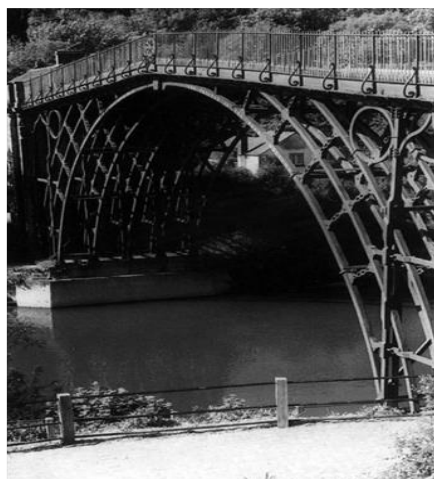
## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Evolução Histórica das Pontes em Aço**

A primeira ponte feita toda em ferro fundido, a Ironbridge Figura 1, está localizada sobre o rio Serven na Inglaterra. Ela foi construída em 1779 para um vão de 31 metros, com 15 metros de largura e com um comprimento total de 59 metros (Pinho e Bellei, 2007).

A primeira treliça utilizada em pontes e construída em aço surgiu em 1840, nos Estados Unidos. Já no Brasil, a utilização das pontes em treliça de aço deu-se entre 1850 e 1880. Como exemplo, pode-se citar a Ponte da Boa Vista em Recife (1850) e a Ponte de Sant'Ana (1860), apresentadas nas Figuras 2 e 3, respectivamente. (Pinho e Bellei,2007)

**Figura 1**-Ironbridge no passado



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

**Figura 2**-Ponte da Boa Vista



Fonte: Panoramio (2016)

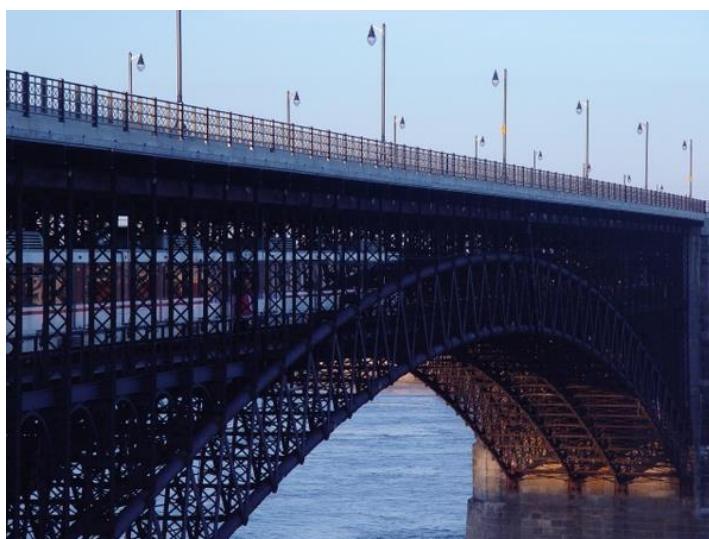
**Figura 3-Ponte de Sant'Ana**



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

Em 1876, a Ponte Eads Figura 4, foi construída sobre o Rio Mississippi, em St. Louis, com 3 arcos treliçados, sendo que o maior deles possui 159 metros de vão.

**Figura 4-Pontes Eads**



Fonte: Touristlink (2016)

Inaugurada em 1880, a Ponte Benjamin Constant (Figura 5), em Manaus, foi construída utilizando-se uma treliça gerber tipo Pratt. Essa ponte possui um vão central de 60m e dois vãos de 30m, com uma largura de 10,5 m.



**Figura 5-Ponte Benjamim Constant**



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

Nessa mesma época, começaram a ser construídas pontes com treliças em balanço; como exemplo, tem-se temos a *Firth of Forth* (Figura 6), no Reino Unido, próximo à cidade escocesa de Edimburgo. Essa ponte, que foi construída em 1890, apresenta um vão livre de 521 metros, altura de 150 metros, e foram usadas, na sua construção, 50000 toneladas de aço. (Pinho e Bellei, 2007)

**Figura 6-Firth of Forth Bridge**



Fonte: Mosler (2007)

Em 1900, a ponte rododiferroviária de Barra de Piraí, Figura 7, foi construída utilizando-se de treliças arqueadas, com cinco vãos de 47 metros e largura da pista de 7 metros. Em 1913, foi inaugurado o viaduto de Santa Ifigênia em São Paulo,

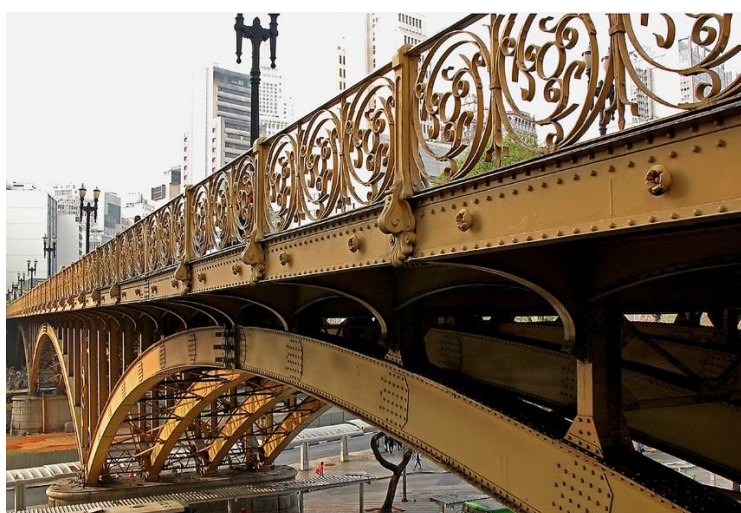
para uso exclusivo de pedestres. A estrutura, totalmente fabricada na Bélgica, chegou ao porto de Santos, venceu as dificuldades da subida da Serra do Mar pela Estrada de Ferro S. Paulo Railway e foi montada entre 1911 e 1913 sob a supervisão do mestre de obras alemão Johann Grundt. A estrutura chegou totalmente fabricada, sendo apenas montada no local, pela união por rebitagem das peças devidamente numeradas e com as furações prontas. (ANDRADE, 2016)

**Figura 7-**Ponte de Barra do Pirai



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

**Figura 8-** Viaduto Santa Ifigênia



Fonte: São Paulo (2008)

Apenas a partir do início de operação da Companhia Siderúrgica Nacional, CSN, a primeira siderúrgica integrada instalada no país, em 1946, é que o aço

importado passou a ser substituído pelo produto de fabricação nacional. (CBCA,2015).

Datam das décadas de 50 e 60 alguns bons exemplos de obras em estrutura de aço no Brasil, tais como o Edifício Avenida Central no Rio de Janeiro, com 34 andares e o Viaduto Rodoviário sobre a BR-116, em Volta Redonda.( PORTAL METÁLICA, 2016)

A partir de 1970, teve início a construção de estruturas mistas de aço e concreto, sendo o tabuleiro em concreto e a viga em aço. Um exemplo desses tipos de construções são os elevados da Perimetral e da Linha Vermelha na cidade do Rio de Janeiro, e a ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná, em Rubinéia (SP).

O Elevado da Perimetral (Figura 9) foi construído no período entre 1973 e 1978, com 7326 metros de comprimento, com vãos variando de 31 a 60 metros. O elevado da Linha Vermelha foi construído em duas etapas, de 1973-1979 e de 1991-1992. A primeira etapa teve um comprimento de 4660 metros, com vãos variando de 20 a 65 metros; já, na segunda etapa, o comprimento foi de 2500 metros e os vãos variaram entre 30 a 75 metros.

O Elevado da Linha Vermelha (Figura 10) também foi construído em duas etapas, sendo que, na primeira etapa, foram construídos 4660 metros, com vãos que variaram entre 20 e 65 metros, com largura de pista variável entre 2 e 5 faixas de tráfego. Parte da estrutura foi realizada em viga caixão e parte foi realizada em grelha, consumindo cerca de 2200 toneladas de aço e 27000 metros cúbicos de concreto. Na segunda etapa, foram construídos 2500 metros, com vãos que variaram entre 30 a 75 metros, com a largura de pista fixa de 10 metros, consumindo 8800 toneladas de aço 54000 metros cúbicos de concreto. (Pinho e Bellei, 2007)

**Figura 9**-Elevado da Perimetral



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

**Figura 10**-Elevado da Linha Vermelha



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

A ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná, mostrada na Figura 11, como é popularmente conhecida, possui o nome original de ponte rodoferroviária deputado "Roberto Rollemberg".

Foi inaugurada em 29 de maio de 1998, após um investimento de mais de R\$ 800 milhões pelos governos federal e de São Paulo. A construção ficou a cargo da construtora brasileira Constran. (FONSECA, 2016)

**Figura 11**-Ponte rodoferroviária sobre o rio Paraná



Fonte: Pinho e Bellei (2007)

Nessa mesma época, na região do noroeste paulista, ocorreu a reconstituição das pontes “São José dos Dourados” e “Barrageiros”, ambas localizadas na Rodovia SP-595, em que ocorreu a substituição de estruturas já existentes de concreto, em alguns trechos das pontes, por estruturas em aço. (PORTAL METÁLICA, 2009)

A ponte sobre o rio São José dos Dourados, Figura 12, está localizada na rodovia SP-595, km 62, município de Ilha Solteira - SP. Tendo uma extensão total de 563 metros, é constituída por 16 tramos isostáticos, sendo 14 vãos de 35,5 metros, 2 vãos de 42,2 metros e 2 lajes de aproximação de 48 metros.

A superestrutura de cada vão, com 5 vigas pré-moldadas e laje de concreto, apresenta largura de 14,60 metros e apoia-se em pórticos transversais constituídos por vigas de 2,30 metros de altura. Os pilares circulares, de 2,20 metros de diâmetro, possuem cerca de 40 metros de altura. Os pórticos formados pelas vigas e pilares são ainda travados em 3 níveis, através de vigas transversais de travamento, de 0,50 metros por 1,20 metros de altura. A infraestrutura, segundo o projeto original de 1970, constitui-se por sapata direta assente em rocha. (PORTAL METÁLICA, 2009)

A ponte de São José dos Dourados teve sua estrutura recuperada em função de abalroamento provocado por embarcação que transitava na hidrovia Tietê-Paraná, em abril de 1997. Na ocasião, foram destruídos dois vãos, um de 42,2

m e outro de 33,5 m. O projeto foi concebido visando à construção de um único vão metálico de 75,70 m de comprimento, com a nova superestrutura em placa ortotrópica de 14,60 m de largura, suportada por treliças verticais invertidas de 7,00 m de altura. (PORTAL METÁLICA, 2009)

Visando a duplicação do vão de navegação para a hidrovia Paraná- Tietê, o vão central da ponte dos Barrageiros, anteriormente feito de concreto, foi substituído por um arco metálico.

A ponte dos Barrageiros, Figura 13, situa-se sobre o rio Tietê, na Rodovia SP595, km 20, no município de Itapura - SP. Essa ponte apresenta comprimento total de 559,40 m (12 vãos isostáticos de 40 m e 2 encontros de 39,70 m) e sua superestrutura é constituída por 4 vigas pré-moldadas protendidas e 5 transversinas protendidas, configurando um tabuleiro de 8,0 m de pista e passeios laterais de 1,0 m.

A infraestrutura em cada apoio é constituída por dois tubulões de 1,30 m de diâmetro apoiados sobre basalto compacto, sendo a mesoestrutura em pilares ligadas por travessa de apoio, configurando um pórtico onde se apoiam as longarinas.

O projeto de reconstituição da ponte dos Barrageiros foi desenvolvido prevendo a substituição de dois vãos de 40 m de comprimento em estrutura de concreto por um único vão de 80,00 m, com a nova superestrutura em estrutura metálica, constituída por uma placa ortotrópica com 11,00 m de largura, suportada por tirantes ligados a dois arcos superiores de 12,50 m de altura.

Assim, foi escolhido para demolição um pórtico central e os seus respectivos tabuleiros, que foram removidos mediante implosões parciais de cada um de seus elementos estruturais na fase executiva prevista para tal. (PORTAL METÁLICA, 2009)



**Figura 12-Ponte São José dos Dourados**



Fonte: Mapio.net (2016)

**Figura 13-Ponte dos Barrageiros**



Fonte: (CPC ESTRUTURAS, 2016)

Um pouco antes desse período de obras de recuperação no Brasil, na França, iniciou-se a construção da ponte de Solférino, Figura 14, entre 1995 e 2000. Esta passarela construída sobre o rio Sena, entre a Gare D'Orsay e o Jardim das Tuileries, tem a particularidade de permitir o acesso dos pedestres a partir de dois níveis: no superior, ao ar livre, e no inferior, por meio de uma escada que se inicia no interior da própria estrutura metálica, até atingir o tabuleiro superior no centro do arco, onde ambos níveis se encontram. A estrutura primária da passarela é formada por dois arcos duplos que apresentam dois planos de simetria: longitudinal e transversal. A estrutura secundária é constituída pelos dois tabuleiros superior e inferior, com largura varável de 11 a 15 metros. O peso total da estrutura é de 900 toneladas e o comprimento do arco atinge 106m entre os apoios das margens. (PORTAL METALICA, 2016)

**Figura 14-Ponte de Solférino**



Fonte: Portal Metálica (2016)

Em 2001, inaugurou-se a ponte Gateshead Millenium Brige (Figura 15), que é a única ponte basculante do mundo. Essa ponte está localizada em Newcastle, na Inglaterra, e faz a ligação entre as margens do Rio Tyne, permitindo o tráfego de pedestres e de ciclistas, sem atrapalhar o tráfego fluvial na região. Quando a ponte está situada na sua posição baixa, um arco de 126 metros de extensão serve de



passagem para pedestre e ciclistas, que transitam em faixas separadas; nessa posição, o outro arco fica perpendicular ao primeiro. Quando a estrutura precisa ser elevada, oito motores elétricos inclinam os dois arcos como uma estrutura rígida, enquanto um arco desce o outro sobe, servindo de contrapeso, sendo que essa movimentação ocorre em cerca de 4 minutos. Ela é popularmente conhecida com *Winking Eye*, devido ao seu movimento ser semelhante ao fechar de um olho. Sua construção custou cerca de 22 milhões de libras.

A estrutura da ponte pesa mais de 850 toneladas, possuindo 126 metros de comprimento e 8 metros de largura, permitindo a passagem de barcos com até 25 metros de altura, com uma inclinação máxima de 40 graus. (BLOG DO PET CIVIL UFJF, 2017).

**Figura 15-** Ponte Millenium de Gateshead



Fonte: Blog Do Pet Civil Ufjf (2017)

Em julho de 2006, foi inaugurada a passarela Simone de Beauvoir, Figura 16, a quarta e a maior passagem parisiense sobre o rio Sena, para uso de pedestres e ciclistas. A passarela, que possui estrutura metálica ondulada tem 304 m de extensão - dos quais 190 m são de vão livre sobre o Sena, e une o átrio da Biblioteca Nacional da França, na margem esquerda, aos jardins do Parque de Bercy, na margem direita.

Esta passarela demandou 1.500 toneladas de aço, sendo 550 toneladas só na parte central, conhecida como "lente convexa". No trecho principal, a estrutura da passarela é constituída por um arco tensionado (retesado, tenso, tensionado) e uma catenária, um arco suspenso convexo. Essas duas curvas metálicas são unidas por pilares paralelos em aço, que dispostos a cada 6 m estabelecem o conjunto. Da interseção das duas curvas, surge uma peça única de aço, em forma de lente convexa, com 106 m de comprimento e 12 m de largura, presa lateralmente por dois apoios em forma de "bumerangue". O tabuleiro da ponte está situado há 6 m do nível d'água, com seu tabuleiro constituído por tábuas de carvalho, com 12 m de largura. (Moura,2006)

**Figura 16**-Passarela Simone de Beauvoir



Fonte: Moura (2006).

Ainda sobre passarelas de pedestres e ciclistas com estrutura em aço, pode-se citar a *Infinity Bridge* (Figura 17), inaugurada em 2009, com 240 m de comprimento, 5 m de largura e 40 m de altura. Localizada em Stockton-on-Tees, no Reino Unido, a passarela atravessa o rio Tess. É constituída por uma estrutura principal em arco metálica e a ponte recebe este nome porque o arco forma, com o seu reflexo, o símbolo do infinito. (ÁVILA, 2015)

**Figura 17-Infinity Bridge**

Fonte: Ávila (2015)

Além da *Infinity Bridge*, em 2009, finalizou-se a construção da *Feng Hua Bridge*, em Tianjin, na China, Figura 18. Esta ponte se caracteriza pelo entrelaçamento de três arcos metálicos que atingem 24 m de altura. A estrutura do vão central é composta por 9 arcos, formados por tubos retangulares soldados em conjunto, de dimensões reduzidas (40 cm de largura por 55 cm de altura) se comparadas com o vão livre de 127 metros. Eles são moldados ao longo das curvas desenvolvendo-se no espaço atendendo a variação da inércia da estrutura, de acordo com as necessidades do fluxo das forças. A ligação entre os arcos é feita por 128 pétalas, formando uma estrutura rígida e resistente à flambagem. Durante o dia, as pétalas capturam, em sua orientação leste - oeste, os movimentos do sol no céu de Tianjin. À noite, servem como grandes difusores de luz e transformam a estrutura em uma sucessão de reflexos orientados flutuando acima do rio. (Portal Metálica, 2016)

**Figura 18-Ponte Feng Hua**



Fonte: Portal Metálica (2016)

Em 2010 foi inaugurada a *Helix Brige*, que é uma passarela de pedestres que liga o Marina Centre ao Marina South na área nobre cingapuriana da Marina Bay. Ela foi projetada para atrair turistas e servir como ponto de encontro local. Sua arquitetura lembra a dupla hélice da molécula de DNA e dá um ar futurista à construção. Sua localização estratégica, próximo a um dos mais modernos resorts do mundo, o *Marina Bay Sands*, permite que ela funcione como um belo mirante. (ÁVILA, 2015)

A Helix Bridge, Figura 19, é maior ponte para pedestres de Cingapura, com 280m de comprimento, 2,4km de tubos de aço inoxidável em formato helicoidal e foi construída a 8,8m do nível do rio. A ponte pesa cerca de 1.700 toneladas e suporta até 16.000 pessoas ao mesmo tempo.

Devido à natureza sensível do duplo aço inoxidável especial usado em sua construção, partes individuais da ponte foram fabricadas em outro lugar e posteriormente transportadas à Marina Bay para montagem. Este material especial é o mesmo usado nas indústrias químicas para o transporte de materiais corrosivos, cuja escolha foi feita em função de sua capacidade de resistência estrutural e baixa manutenção. (PORTAL METÁLICA, 2016).



**Figura 19**-Helix Bridge



Fonte: Portal Metálica (2016)

Analisando-se a evolução histórica das pontes, pode-se observar a evolução da arquitetura ao longo dos anos, a superação dos vãos livres e dos comprimentos das pontes, além do aumento das técnicas construtivas.

Para o futuro, espera-se uma evolução dos projetos e dos materiais aplicados, além do uso das pontes inteligentes, que serão dotadas de sensores e capazes de reagir às situações de perigo, como inundações, gelo e degelo e sobrecarga.

## **2.2. Ponte Treliçada**

As pontes treliçadas são aquelas que possuem, como característica do sistema estrutural principal, uma viga treliçada, com o objetivo de vencer grandes vãos. Essas pontes são utilizadas em situações de obras emergenciais, que necessitam de uma construção rápida, devido ao fato de seu método construtivo ser modular e de fácil montagem.

As vigas treliçadas possuem uma grande vantagem que é a de se ter o valor da relação entre o seu peso e o seu comprimento bastante baixo se comparado ao de uma viga com perfil de alma cheia. Além disso, a resistência dos elementos estruturais com relação à sua seção transversal também é alta, uma vez que esses elementos são solicitados, teoricamente, apenas por forças axiais de tração e de compressão, permitindo assim seções transversais mais leves.

As principais diferenças entre as pontes treliçadas estão no tipo de treliça utilizada e na localização dessa viga treliçada em relação ao tabuleiro. Existem várias disposições construtivas de treliças e a escolha do tipo de treliça está associada ao tipo de força atuante ao qual a estrutura será submetida. As barras tracionadas geralmente apresentam seção transversal mais leve, quando comparadas às barras comprimidas. Esse fato é devido ao efeito de flambagem, que exige seções de maior rigidez.

Como desvantagens, esse tipo de sistema estrutural apresenta elevada manutenção quando comparado aos sistemas estruturais de pontes convencionais. A manutenção deve ser periódica, e deve-se ter acesso em toda a estrutura, principalmente nas regiões das ligações. Além disso, a viga treliçada apresenta características para aplicações específicas em pontes rodoviárias e ferroviárias, e também em passarelas, o que restringe a sua aplicação. Outra desvantagem a ser considerada é a do projeto, que necessita de um rigoroso detalhamento dos elementos estruturais e também das ligações em virtude do processo ser modular, para viabilizar assim a sua fabricação e a montagem no local de instalação.

As treliças também podem ser aplicadas como elementos curvos em pontes de sistema estrutural em arco, como é o caso da *Sidney Harbour Bridge*, ou até mesmo para o enrijecimento de vigas em pontes penséis, como é a *Tacoma Bridge*, localizada no estreito de Tacoma, no Estados Unidos. Outros exemplos de aplicação deste sistema estrutural são a *Golden Gate* e a Ponte *Akashi-Kaikyo*, que é a ponte suspensa com o maior vão do mundo.

A Sidney Harbour Bridge (Figura 20) é a ponte de aço em forma de arco treliçado mais elevada do mundo e também a mais larga. Foi concluída em 1932 e suas proporções gigantescas. O comprimento total do tabuleiro principal é de 1149 metros enquanto o arco que suporta o tabuleiro mede 503m e pesa cerca 39000 toneladas; o ponto mais alto do arco está 134m acima do nível do mar. (Portal Metálica, 2016).

**Figura 20**-Sidney Harbour Bridge



Fonte: (PORTAL METÁLICA, 2016)

A ponte Golden Gate, Figura 21, é conhecida por possuir torres elevadas, com 227 metros de altura, Essas torres foram as mais altas do mundo quando a ponte foi concluída em 1937, e foram utilizadas para o içamento de seções de aço pré-fabricadas até o seu lugar. Cada torre consumiu 44000 toneladas de aço. A ponte está localizada no estado da Califórnia, nos Estados Unidos, que liga a cidade de São Francisco a Sausalito, sobre o estreito de Golden Gate. (SITE OFICIAL DA GOLDEN GATE, 2017)

A ponte é o principal cartão postal da cidade, com 1280 metros de vão livre, ocupando a nona posição do maior vão livre do mundo. Tem 27m de largura, 227m de altura, comprimento total de 2737 metros. (BLOG GIGANTES DO MUNDO, 2017)

**Figura 21**-Golden Gate Bridge.



Fonte: Wikipedia (2017)

A Ponte Akashi-Kaikyo possui um vão central que é 580 metros maior do que o vão central da Ponte Humber (Inglaterra- 1981), 692 metros maior do que o da Ponte Verrazano Narrows (EUA-1964) e 710 metros maior do que a Golden Gate (EUA-1937), sendo que todas essas pontes bateram o recorde de vão na época de sua construção. Além disso, a Akashi-Kaikyo bateu três recordes: o de vão mais extenso (1991 metros), o de ponte mais alta, torres com a altura em cerca de 300 metros, e o de ponte mais cara, uma vez que a sua construção custou cerca de 4,3 bilhões de dólares. O comprimento total de fios de aço utilizado para a suspensão do tabuleiro é de 300000 Km, quantidade suficiente para dar 7,5 voltas ao redor da Terra. (ADRIANO, 2017)

O projeto da ponte Akashi-Kaikyo (Figura 22) baseou-se em 6 pontes já existentes. Dentre elas, tem-se as 3 mais importantes: a ponte Ironbridge, a Golden Gate e a Ponte Verrazano Narrows.

A ponte Ironbridge (Figura 1) influenciou na escolha do aço a ser utilizado, visto que se necessita de que a estrutura fosse a mais leve possível por causa do vão central.

A ponte Golden Gate Bridge (Figura 21) para a escolha das torres, já que as torres da Golden Gate são extremamente altas e não poderiam ser feitas de concreto por causa do peso próprio da estrutura, o que implicaria em fundações



muito largas, então utilizou-se placas de aço unidas na construção da torre, processo que foi replicado na construção da Akashi-Kaikyo.

A ponte Verrazano Narrows, Figura 23, influenciou na escolha da seção transversal, utilizando a ideia de usar caixas abertas com treliças para suportar a ação do vento, visto que o tabuleiro da Akashi-Kaikyo está localizado bem acima do nível da água e exigindo também maior estabilidade aerodinâmica, que foi adquirida graças à esse tabuleiro treliçado localizado abaixo do tabuleiro principal, proporcionando rigidez à ponte e baixa resistência à passagem do vento, Figura 24. (BLOG MAIS UMA ENGENHARIA, 2017)

**Figura 22**-Ponte Akashi Kaikyo.



Fonte: Adriano (2017)

**Figura 23**-Ponte Verrazano Narrows.



Fonte: Blog Mais Uma Engenharia (2017)

**Figura 24-**Tabuleiro da ponte Akashi-Kaikyo.



Fonte: Blog Mais Uma Engenharia (2017)

A característica de leveza das pontes em viga treliçada permite a montagem dos elementos por meio de içamento, em módulos ou por elementos. No entanto, para se economizar no número de ligações e de tempo, aconselha-se a utilização de montagem em módulos.

Quando os elementos forem içados, devem ser tomados certos cuidados, como, por exemplo, a marcação dos pontos de içamento na peça. Todo içamento deve ser o mais estável possível, evitando-se choques e movimentos bruscos, tanto laterais quanto verticais. Todo o peso da peça atua como se estivesse concentrado no centro de gravidade (CG), ponto de equilíbrio do sólido. Por isso, a determinação do CG é de suma importância para o sucesso do levantamento de cargas. (CONGRESSO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2012)

De acordo com a British Constructional Steelwork Association (BCSA, 2006), os acidentes mais graves que ocorrem durante a montagem de estruturas são geralmente causados por quedas de altura, a partir de posições de trabalho ou durante o acesso a elas. Outros acidentes graves ocorrem devido à instabilidade estrutural durante o içamento e durante o manuseio e transporte de materiais. Com relação à segurança, durante os trabalhos de montagem de estruturas metálicas, os

principais objetivos devem estar relacionados à estabilidade da parte estrutural erguida, ao içamento e instalação de componentes de aço seguro, e ao acesso seguro às posições de trabalho (BCSA, 2006).

No processo de içamento da estrutura, o vento é um dos principais esforços solicitantes na estrutura. Yang, Liu e Zhang (2011) desenvolveram um trabalho que investigou o efeito de sucção do vento e sua influência sobre a resistência em pontes de treliça de aço durante a sua construção. Esse trabalho teve origem na situação em que eram içados simultaneamente o tabuleiro e as vigas treliçadas principais, a fim de reduzir o tempo de construção, e, conseqüentemente, nessa situação, o efeito do vento incidindo na estrutura poderia influenciar essa etapa construtiva.

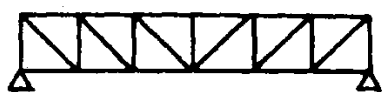
Conclui-se que o efeito de sucção do vento, que é uma notável ação horizontal, em muitos casos, ocorre devido à existência do tabuleiro, e que o efeito da ação do mesmo varia consideravelmente devido as mudanças da direção de ação do vento. Além disso, uma análise dos elementos finitos mostrou que a sucção do vento pode aumentar consideravelmente as tensões solicitantes máximas e inverte as flechas da estrutura.

De acordo com a disposição das diagonais e montantes, são originados vários tipos de treliça, que estão apresentados na Figura 25, com seus respectivos nomes.

A treliça tipo Pratt (Figura 25.b) possui as diagonais tracionadas e os montantes comprimidos, exceto nas diagonais de apoio, que são comprimidas. Esse tipo de treliça é mais utilizado em estruturas metálicas devido ao fato dos elementos mais curtos (montantes) estarem comprimidos ao invés dos elementos mais longos (diagonais).

A treliça Warren (Figura 25.e) é o tipo mais comum de treliça para pequenos vãos, sem a utilização dos montantes, somente diagonais. Quando se aumenta o vão ou a força aplicada, são adicionados os montantes que podem ser dispostos em todos os painéis ou não, a fim de aumentar a sua resistência, conforme mostra a Figura 25.g. Essas treliças são utilizadas para vãos entre 50 e 100 m.

Figura 25-Tipos de treliças



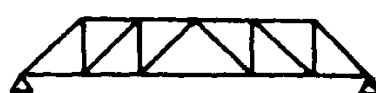
d) VIGA PRATT COM TABULEIRO INFERIOR



b) VIGA PRATT COM MONTANTE EXTREMO INCLINADO



c) VIGA PRATT COM TABULEIRO SUPERIOR



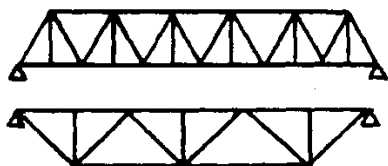
d) VIGA HOWE



e) VIGA WARREN COM TABULEIRO INFERIOR



f) VIGA WARREN COM TABULEIRO SUPERIOR



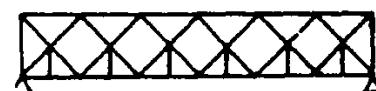
g) VIGA WARREN COM MONTANTE



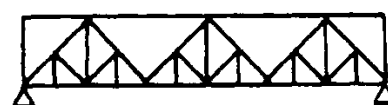
h) VIGA COMPOSTA (DUPLA WARREN)



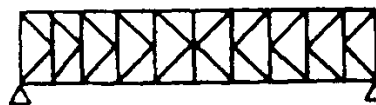
i) VIGA COMPOSTA COM MONTANTE



j) VIGA COMPOSTA COM MONTANTES PRINCIPAIS E AUXILIARES



k) VIGA WARREN COM MONTANTES E DIAGONAIS AUXILIARES



l) VIGA "K"



m) VIGA "K" COM MONTANTE EXTERNO INCLINADO



n) VIGA PRATT COM BANZO SUPERIOR CURVO

As treliças com diagonais em forma de “K”, mostradas na Figura 25.i, são indicadas para os casos em que a altura do painel é da ordem de duas a três vezes o seu comprimento.

As treliças com diagonais em forma de “losangos”, Warren dupla, mostradas na figura 25.h, tem sido utilizada como treliça primária e como contraventamento horizontal. Essa disposição determina diagonais mais curtas, com ligações aos banzos em pontos intermediários às juntas principais, o que pode acarretar em um acréscimo de tensões secundárias nos banzos. Para melhorar o comportamento estrutural dessa treliça, fornecendo-lhe uma maior rigidez, um dos losangos deve ter um montante em sua diagonal.

A treliça tipo Warren Composta (Figura 25.k) é utilizada quando se tem a necessidade de diminuir o comprimento de flambagem das diagonais que estão solicitadas com uma força axial de compressão.

Por razões econômicas e de geometria, a altura da treliça é normalmente estipulada como sendo uma fração do vão livre a ser vencido.

Além das treliças convencionais, desenvolveu-se um novo tipo de treliça, a treliça Z (TZ), Figura 26, essa treliça é um novo conceito de sistema modular que possui um sistema estrutural esquelético e que permite um sistema de transporte com diferentes ligações e com diferentes disposições, podendo ligar vários pontos no espaço. A treliça Z foi desenvolvida para pedestres, especialmente para pessoas em cadeira de rodas que possuem dificuldade em utilizar as escadas convencionais. A ideia do sistema é criar estruturas provisórias ou permanentes utilizando-se o mínimo possível de módulos.

O sistema combina de forma única duas qualidades fundamentais que são geralmente contraditórias em tais problemas de engenharia, que é universalidade e acessibilidade. (ZAWIDZKI; NISHINARI, 2012)

**Figura 26**-Possível aplicação da treliça Z



Fonte: Zawidzki e Nishinari (2012)

Quanto a treliça Z, houve um estudo de caso ligando dois pontos do campus de Hongô da Universidade de Tóquio; utilizando-se um viaduto em um ambiente completamente restrito. Foram utilizados módulos com um inclinação de 8,3%, a qual permitida em muitos países para rampas de acesso de cadeiras de rodas motorizadas. Os resultados obtidos pelo estudo foram bem satisfatórios tanto do ponto de vista de otimização estrutural, quanto a estética. (ZAWIDZKI, 2015)

Além dessa passarela, podemos citar outro tipo de passagem feita com tabuleiro de concreto e vigas longarinas feitas com painéis sanduíche de cimento com fosfato inorgânico, tal passarela foi estudada por Roover et al. (2003). O estudo consistem em uma passagem de pedestre com 13 metros de vão composta por um tabuleiro de concreto e três vigas treliçadas modulares feitas com painéis sanduíches de cimento com fosfato inorgânico (IPC). A proposta do projeto dessa ponte foi desenvolver um estudo de caso para examinar a viabilidade da introdução de uma nova matriz de material para aplicações estruturais.

O IPC é uma matriz cimentícia que oferece vantagens como baixo custo do material e resistência ao fogo. E como principal vantagem, ele permite a utilização de armadura de fibra de vidro para melhorar o seu comportamento frágil. (ROOVER et al., 2003)

No entanto, a comparação dos cálculos e os primeiros componentes testados mostrou que o ponto crítico para a montagem das treliças é a qualidade da fabricação das partes de metal, que fazem a ligação entre a treliça e o tabuleiro. Se eles não forem exatos, o procedimento de montagem é mais demorado e o resultado não é o esperado quanto a distribuição de carga na treliça. Dessa forma, os testes revelaram que o sistema de conexões de aço são uns dos pontos fracos das pontes.

Apesar disso, o resultado do trabalho é satisfatório, visto que apesar do IPC apresentar baixas propriedades de rigidez, que são muito menores do que os materiais convencionais como o aço ou a armação de fibras de plástico, o uso do IPC proporciona dimensões reais da estrutura de pontes e que a combinação entre a fibra de vidro e o IPC fornece resistência estrutural suficiente para os painéis sanduíche. (ROOVER et al., 2003)

Apesar dos vários tipos de treliças apresentados e dos vários tipos de treliças existentes, as vantagens e desvantagens de sua utilização são comuns a todas. Uma grande vantagem é que as estruturas de pontes e viadutos construídas com vigas treliçadas em aço, sempre apresentam menor peso próprio quando comparadas às construções com vigas de aço de alma cheia.

### **2.3. Pontes Modulares**

Desde o começo do século 20, o número de sistemas compostos de elementos pré-fabricados e aplicáveis em diferentes tarefas tem sido intensamente estudado e desenvolvido. A modularidade e a pré-fabricação são significados comuns para a redução do custo da construção. No entanto, eles também reduzem a diversidade de formas possíveis de estruturas. Existe uma variedade de sistemas modulares construtivos, onde a alta modularidade produz formas mais simples.

A utilização de elementos pré-fabricados para pontes revolucionou também a indústria de equipamentos para transportes, aumentando a eficiência diante de um sistema mais rápido de entrega desses elementos. Além disso, a pré-fabricação permite o desbloqueio de vários benefícios na aplicação de técnicas para a construção acelerada de pontes. E assim, A tecnologia moderna em técnicas de construção tem proporcionado novas vias de produção.

Quanto mais complicada é a estrutura, maior é a necessidade de padronização e modularização. Dessa forma pode-se observar que a modularidade vem para auxiliar na arquitetura e na construção (ZAWIDZKI ,2012). Além disso, com a modularização da estrutura, há uma redução no seu tempo de fabricação e consequentemente, do de execução.

De acordo com Khan (2014), construções rápidas têm várias vantagens em comparação com os métodos de construções convencionais ou tradicionais. As vantagens principais dessa tecnologia são:

- tempo de construção reduzido nos projetos de rodovias, aplicável para pontes e viadutos;
- melhoria na qualidade da construção;
- melhoria na zona de segurança no trabalho;
- melhoria na versatilidade da construção;
- diminuição na interrupção do tráfego e interferência no entorno da construção;
- menor impacto ambiental;
- menor custo de ciclo de vida.

Outras vantagens, também citadas por Khan (2014) é o aumento da produtividade. Os elementos modulares também diminuem a dependência em relação ao clima e aumentam o controle da qualidade dos sistemas e dos elementos resultantes. Todos os projetos de pontes que usam elementos pré-fabricados e sistemas modulares aumentam a qualidade de sua estrutura e diminuem o custo de ciclo de vida.

Além disso, o tráfego e impactos ambientais são reduzidos e a segurança é melhorada, pois o trabalho de fabricação dos elementos é realizado na fábrica, diminuindo o número de equipamentos pesados no local de implantação.

Os sistemas de painéis, feitos para treliças principais de pontes em viga, têm sido implementados pelos militares e pelos civis para aplicações de soluções no caso de situações emergenciais. Alguns desafios de layout estão sendo enfrentados, como a eficiência do material (número de painéis por vão), contraventamento lateral e a necessidade de se atingir vãos cada vez maiores (GERBO et al., 2016).



Esses desafios estão sendo superados pela implementação de painéis em uma nova configuração, com maiores vãos e melhoramento das estratégias de contraventamento. No estudo realizado, são apresentadas três novas formas (Trelença Pratt, Trelença Bowstring e Arcos atirantados com pendurais verticais) de conjuntos com comprimentos de painéis padronizados, com formas baseadas na consideração geométrica e na performance estrutural, isto é, na resistência à flambagem.

A eficiência dessas formas foi demonstrada por meio de análise linear da flambagem desses modelos, submetidos a ações permanentes, móveis e vento. A eficiência do material por metro linear foi utilizada para comparar cada uma dessas formas umas com as outras e com uma forma convencional de configuração.

Cada forma mostrou-se eficiente, sendo que o arco atirantado superou o restante. O arco atirantado também apresenta algumas vantagens de construção. Ele inclui conexões repetidas, o que significa que apenas um tipo de ligação membro-a-membro é necessário para todo o sistema. Com estas vantagens e a eficiência do material melhorada, o arco atirantado pode ser considerada a forma mais promissora.

Para desenvolver também uma eficaz estratégia de contraventamento lateral, estudos foram realizados sobre as configurações dos painéis de viga e pilares que investigam o efeito de espaçamento entre os planos dos painéis e o comportamento dos membros de contraventamento durante a flambagem. Uma estratégia eficiente de contraventamento foi desenvolvida com base nesses estudos e implementada para as análises tridimensionais. (GERBO et al., 2016).

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 3.1. Análise computacional da estrutura da ponte

##### 3.1.1. Análise plana da treliça

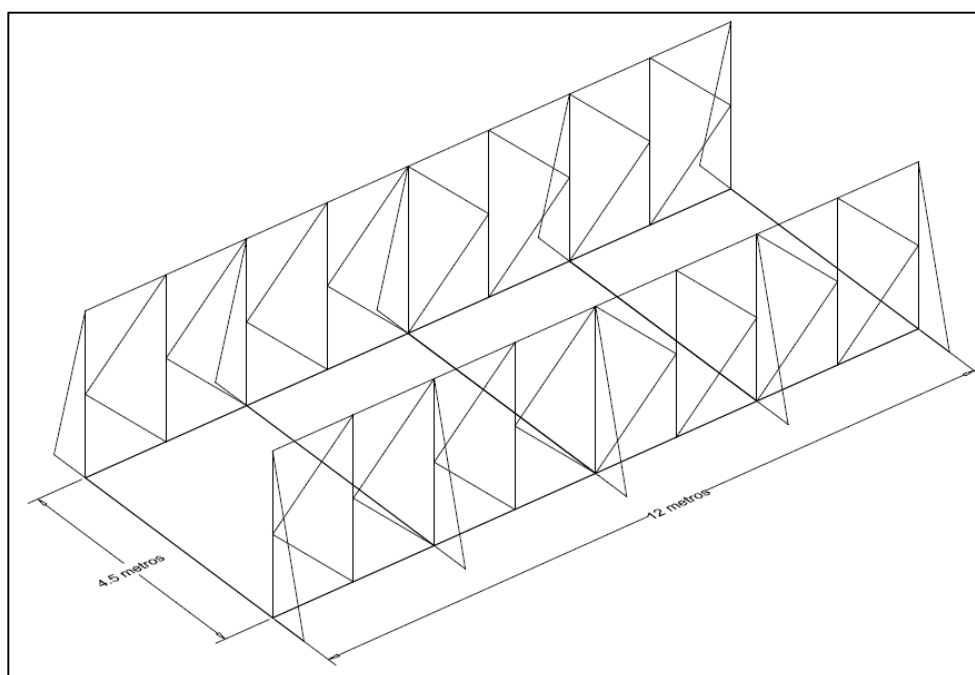
As vigas treliçadas analisadas nesse trabalho foram desenvolvidas como parte de um projeto de pesquisa em que se pretende produzir uma ponte treliçada modular em aço.

Foram analisadas treliças com dois tipos de disposição de diagonais e montantes, para dois comprimentos de vãos, iguais a 12 e a 18 metros, com largura de 4,5 metros, Figura 27. No final, adotou-se a disposição que apresentou a melhor a distribuição dos esforços axiais.

Foram escolhidas inicialmente, dois tipos de treliça: treliça com diagonais e montantes em losango, Figura 28 e treliça com diagonais e montantes em “K”, Figura 29. Tais escolhas foram realizadas prevendo-se se as treliças que apresentam barras com menos comprimento de flambagem.

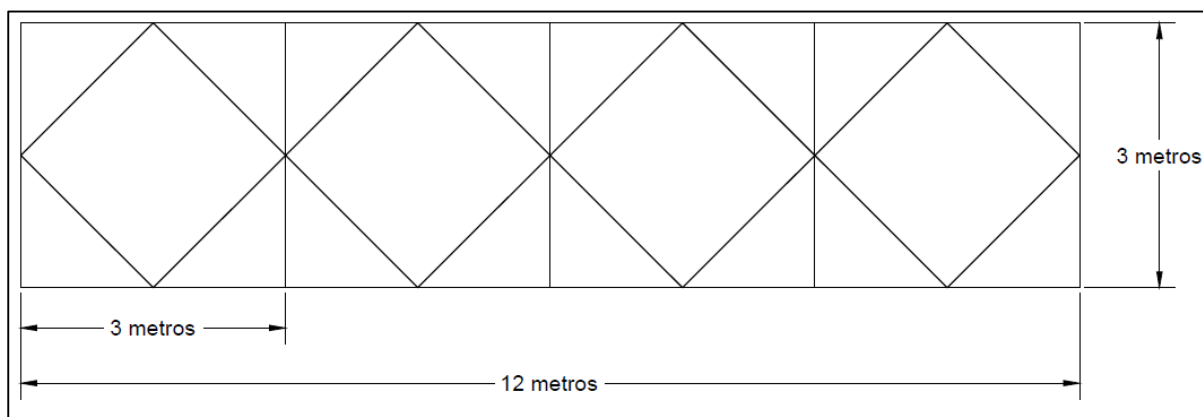
Para a análise computacional, foram feitas simulações no SAP2000® utilizando-se a viga treliçada plana para a determinação das linhas de influência e a envoltória dos esforços axiais nos elementos da estrutura, o que possibilitou a escolha da melhor disposição das diagonais.

**Figura 27-** 3D da ponte para o vão de 12 metros.



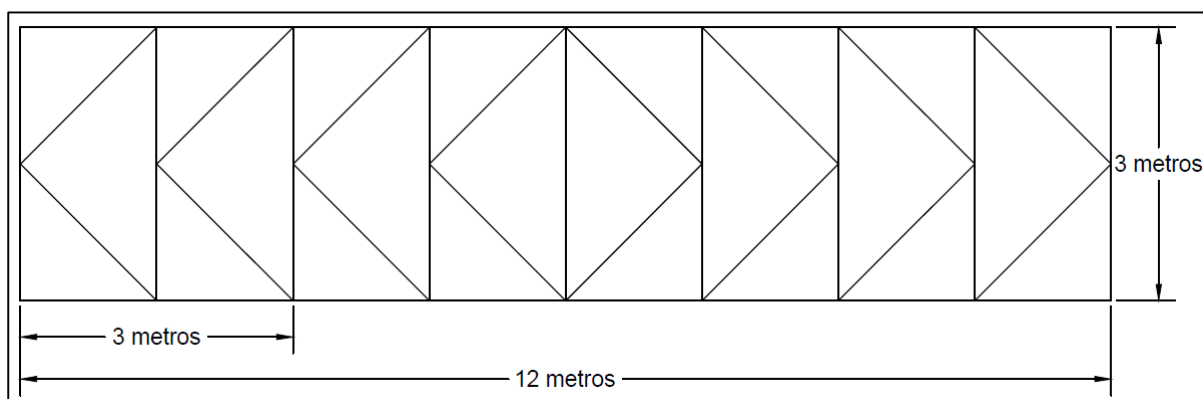
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 28-**Treliça de 12 metros com diagonais em losango.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 29-**Treliça de 12 metros com diagonais em K.



Fonte: Dados do próprio autor.

### 3.1.1.1. Determinação das ações

Para o estudo da treliça foi realizado o levantamento das ações permanentes, como, por exemplo, o peso próprio da estrutura treliçada, e variáveis, como, por exemplo, a ação móvel.

As ações permanentes a serem consideradas foram o peso próprio da estrutura de aço, isto é, viga treliçada, transversinas, travamentos e tabuleiro de aço, totalizando um valor igual a  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , resultando em uma ação longitudinal, por metro, igual a  $g_{est} = 2,5 \cdot 1,4,5/2 = 5,63 \text{ kN/m}$ .

Para o levantamento da ação móvel foi utilizada a norma NBR 7188 (1984): Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Para a classe 45, o veículo-tipo possui peso total igual a 450 kN e força uniformemente distribuída de 5 kN/m<sup>2</sup>, conforme mostrado na Tabela 1 e na Figura 30.

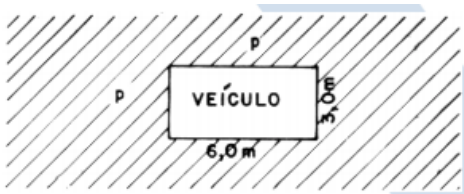
**Tabela 1-Carga dos veículos.**

**Tabela 1 - Cargas dos veículos**

Classe da ponte	Veículo			Carga uniformemente distribuída				
	Tipo	Peso total		p		p'		Disposição da carga
		kN	t <sub>f</sub>	kN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kgf/m <sup>2</sup>	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista
30	30	300	30	5	500	3	300	Carga p' nos passeios
12	12	120	12	4	400	3	300	

Fonte: NBR 7188 (1984).

**Figura 30-Distribuição das ações variáveis para o veículo tipo.**



Fonte: NBR 7188 (1984).

A distribuição das cargas e as características mais detalhadas do veículo-tipo estão mostradas na Figura 31 e na Tabela 2.

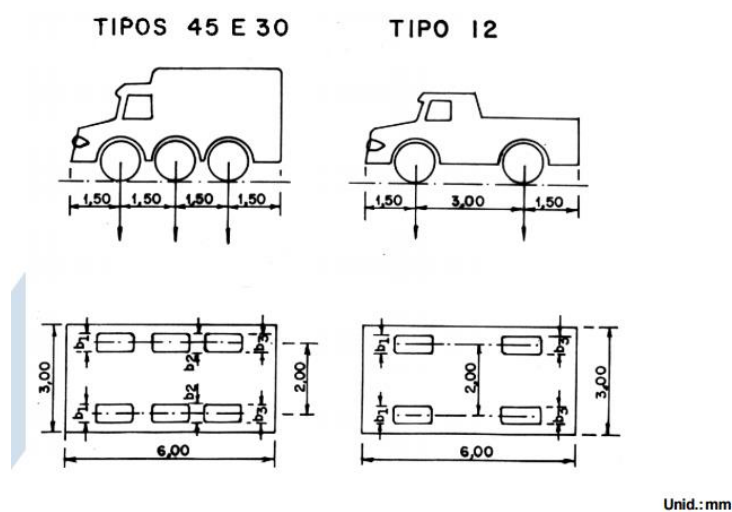
**Figura 31**-Trem-tipo e distribuição das cargas pontuais para cada classe de ponte.

Figura 2

Fonte: NBR 7188 (1984).

**Tabela 2**-Características dos veículos de acordo com a classe de ponte.

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso total de veículo	kN- $t_f$	450 - 45	300 - 30	120 - 12
Peso de cada roda dianteira	kN- $t_f$	75 - 7,5	50 - 5	20 - 2
Peso de cada roda traseira	kN- $t_f$	75 - 7,5	50 - 5	40 - 4
Peso de cada roda intermediária	kN- $t_f$	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato $b_1$ de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato $b_3$ de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato $b_2$ de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m <sup>2</sup>	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre os eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

Fonte: NBR 7188 (1984).

A nova norma NBR 7188 (2013): Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas estipula que as cargas móveis

tenham os valores característicos ponderados pelos coeficientes de impacto vertical (CIV), do número de faixas (CNF) e de impacto adicional (CIA), sendo que:

$$Q = CIV.CNF.CIA.P$$

$$q = CIV.CNF.CIA.p$$

Em que:

Q- Valor estático acrescido de todos os coeficientes de ponderação, em kN, da força aplicada por cada roda do veículo-tipo.

P- Valor estático, em kN, aplicada por cada roda do veículo-tipo.

q- Valor estático da carga móvel acrescido de todos os coeficientes de ponderação em kN/m<sup>2</sup>.

p- Valor estático da carga móvel uniformemente distribuída, em kN/m<sup>2</sup>.

O coeficiente de impacto vertical (CIV) amplifica o valor da carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. Esse coeficiente não dispensa a análise dinâmica das estruturas sensíveis e/ou de baixa rigidez, em especial as estruturas de pontes estaiadas e de aço. O CIV é relacionado com o vão livre da ponte e é dado por:

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

Onde: Liv= comprimento do vão livre, em metros.

Dessa forma, tem-se que:

$$CIV = 1,34 \text{ (ponte com vão de 12 metros)}$$

$$CIV = 1,31 \text{ (ponte com vão de 18 metros)}$$

O coeficiente de números de faixas (CNF) indica a probabilidade de uma carga móvel ocorrer em função do número de faixas e é dado por:

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

Onde: n é igual ao número de faixas

Dessa forma, temos que o valor desse coeficiente será igual para os dois vãos de pontes analisados, visto que não será alterado o número de faixas de rolamento da ponte, que foi escolhida como sendo de via única, devido a ponte ter aplicação de caráter emergencial, ou seja,  $n=1$ . Dessa forma o valor do coeficiente de número de faixas é igual a 0,95.

O coeficiente de impacto adicional (CIA) tem como objetivo a majoração da carga móvel característica aplicada em função das imperfeições e descontinuidades da pista de rolamento, como, por exemplo, juntas de dilatação, extremidades da obra, estruturas de transição e acessos. O coeficiente de impacto adicional depende do tipo de material da estrutura e para obras de aço é igual a 1,15.

Dessa forma, temos que:

$$Q = 1,46.P \text{ (ponte de 12 metros)}$$

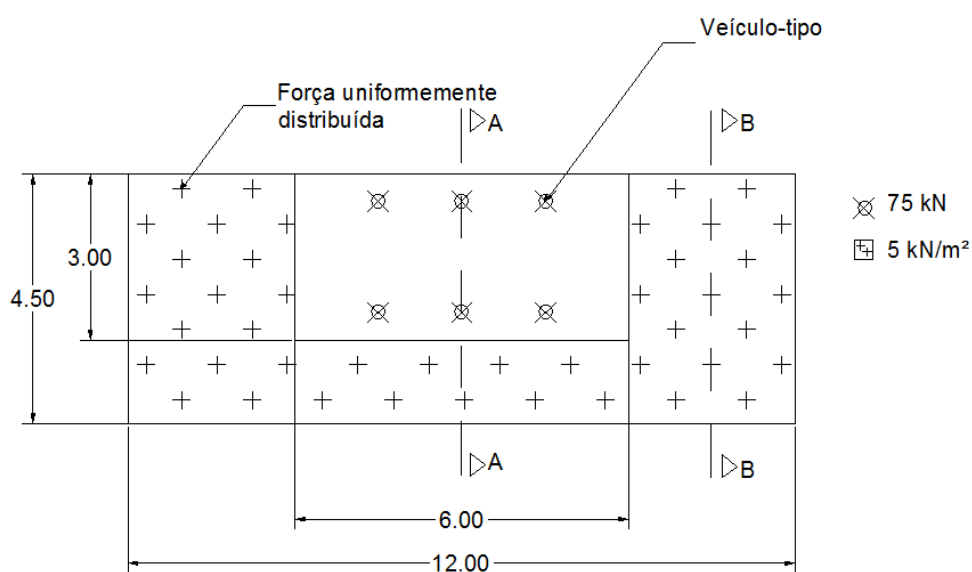
$$Q = 1,43.P \text{ (ponte de 18 metros)}$$

$$q = 1,46.p \text{ (ponte de 12 metros)}$$

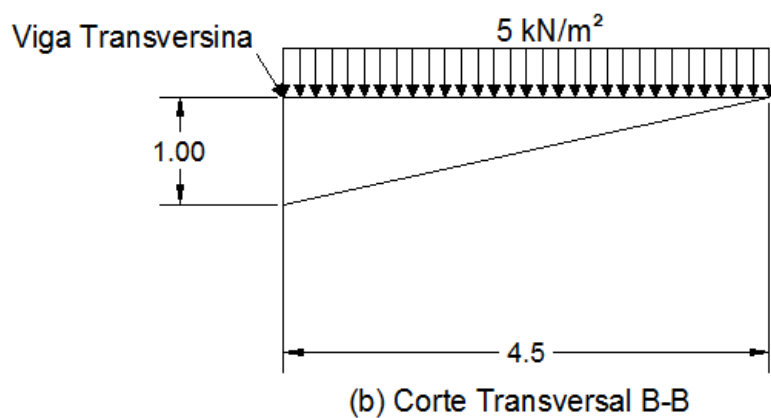
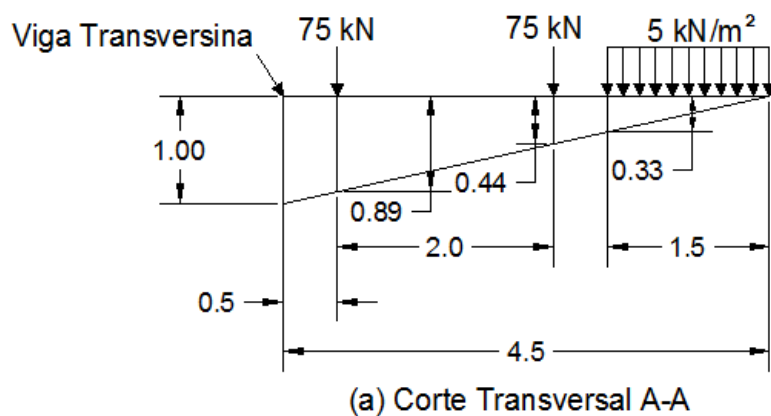
$$q = 1,43.p \text{ (ponte de 18 metros)}$$

Após a definição do veículo-tipo na classe 45, foi determinada a influência do posicionamento desse veículo-tipo no sentido transversal, a fim de se obter o máximo efeito longitudinal através da linha de influência da viga treliçada e a envoltória das máximas forças axiais solicitantes nos seus elementos.

O posicionamento do veículo-tipo, transversalmente para se obter a máxima influência na viga treliçada, é apresentado na Figura 32.

**Figura 32-** Vista em planta.

Fonte: Dados do próprio autor.

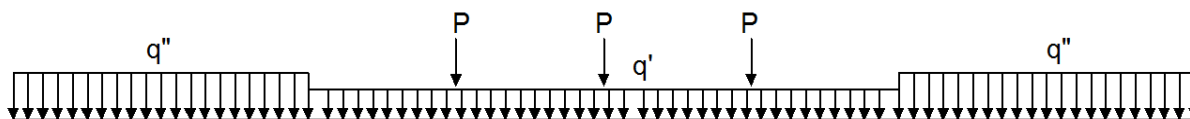
**Figura 33-** Linha de influência transversal.

Fonte: Dados do próprio autor.



O veículo-tipo longitudinal, com a máxima influência transversal é mostrado na Figura 34.

**Figura 34**-Ação longitudinal com a máxima influencia transversal.



Fonte: Dados do próprio autor.

Onde:

$P$  é o valor estático, em kN, aplicada por cada roda do veículo-tipo;

$q'$  é a carga uniformemente distribuída na região do corte AA;

$q''$  é a carga uniformemente distribuída na região do corte BB.

Dessa forma, temos que:

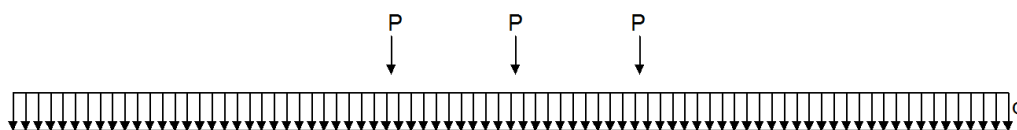
$$q'' = \frac{1,4,5}{2} \cdot 5 = 11,25 \text{ kN/m}$$

$$q' = \frac{0,33 \cdot 1,5}{2} \cdot 5 = 1,25 \text{ kN/m}$$

$$P = 75 \cdot (0,89 + 0,44) = 100 \text{ kN}$$

Para simplificação do veículo-tipo longitudinal, fez-se uma homogeneização das ações  $q$  e  $q'$ , com redução do valor de  $P$ , conforme a Figura 35.

**Figura 35**-Ação longitudinal com as forças equivalentes.



Fonte: Dados do próprio autor.

Onde,

$$q' = q'' = 11,25 \text{ kN/m}^2$$

e

$$P = 100 - \frac{(11,25 - 1,25) * 6}{3} = 80 \text{ kN}$$

### **3.1.2. Linhas de influência**

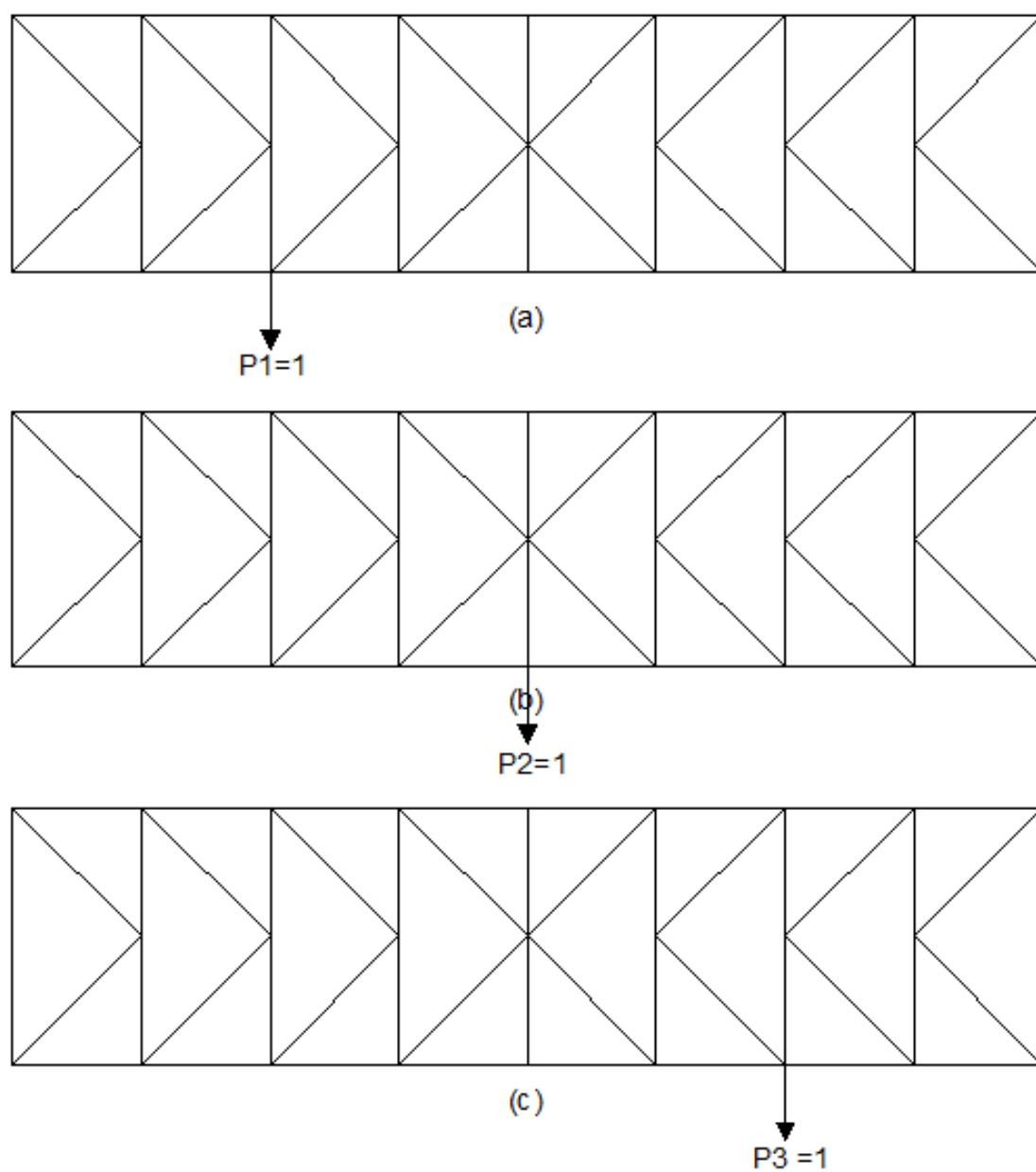
Lembrando que se trata de uma ação móvel, foi necessária a definição da linha de influência em cada elemento da treliça: banzos inferior e superior, montantes e diagonais. Dessa forma, foram aplicadas cargas pontuais e unitárias na estrutura nos pontos de apoio da viga transversina, espaçadas a cada 3 metros, para a determinação da influência dessa força em cada elemento, conforme apresentado na Figura 36.

Lembrando que, para a treliça de 12 metros, as forças aplicadas foram nomeadas de P1, P2 e P3, conforme Figura 36(a), Figura 36(b) e Figura 36(c).

Para a treliça de 18 metros, as forças foram nomeadas de P1, P2, P3, P4 e P5, respectivamente, ilustrado na Figura 37.

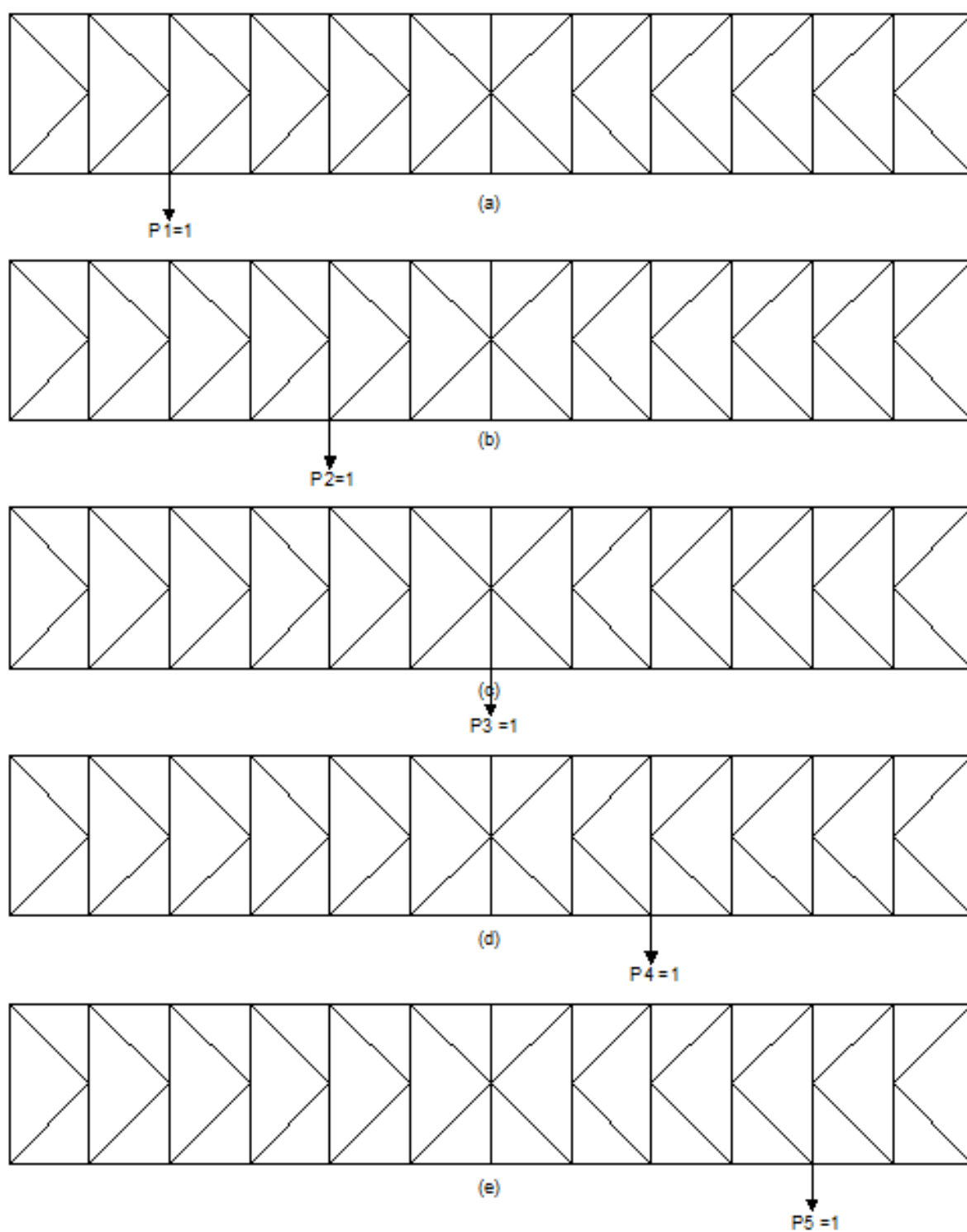
Com a aplicação dessas forças unitárias em cada ponto de apoio das transversinas determinou-se os diagramas resultantes de forças axiais para a treliça, os quais estão representados abaixo de acordo com a geometria adotada e o vão.

**Figura 36-**Aplicação das cargas unitárias na treliça de 12 metros.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 37-**Aplicação das cargas unitárias na treliça de 18 metros.



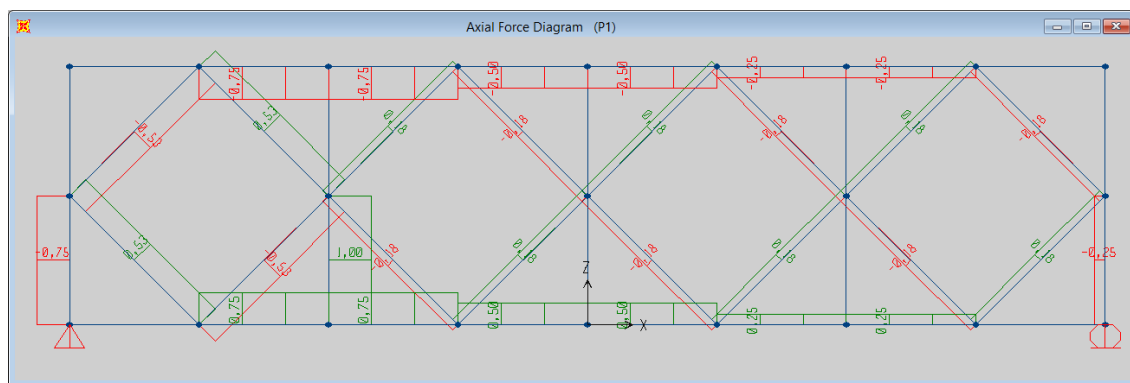
Fonte: Dados do próprio autor.

### 3.1.2.1. Geometria da treliça em losango.

#### 3.1.2.1.1. Treliça de 12 metros

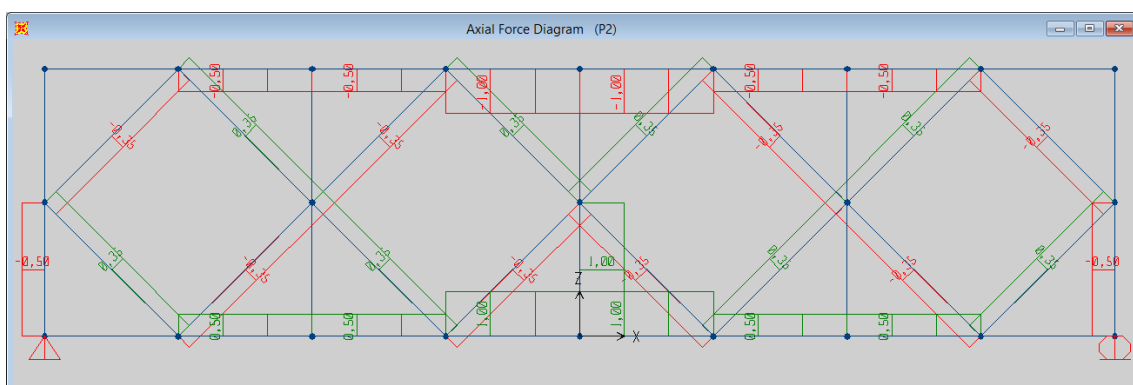
Os diagramas de forças axiais, para as forças unitárias, estão ilustrados nas figuras Figura 38, Figura 39 e Figura 40.

**Figura 38**-Forças normais devidas à aplicação da força P1.



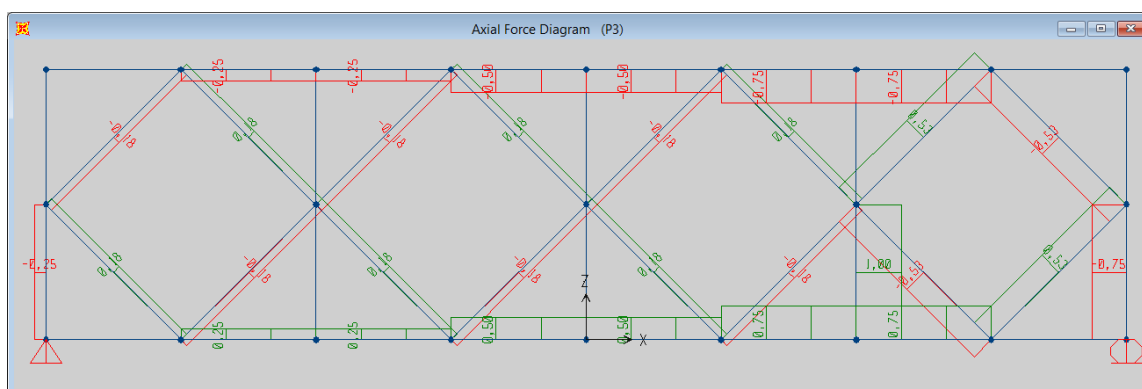
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 39**-Forças normais devidas às aplicação da força P2.



Fonte: Dados do próprio autor.

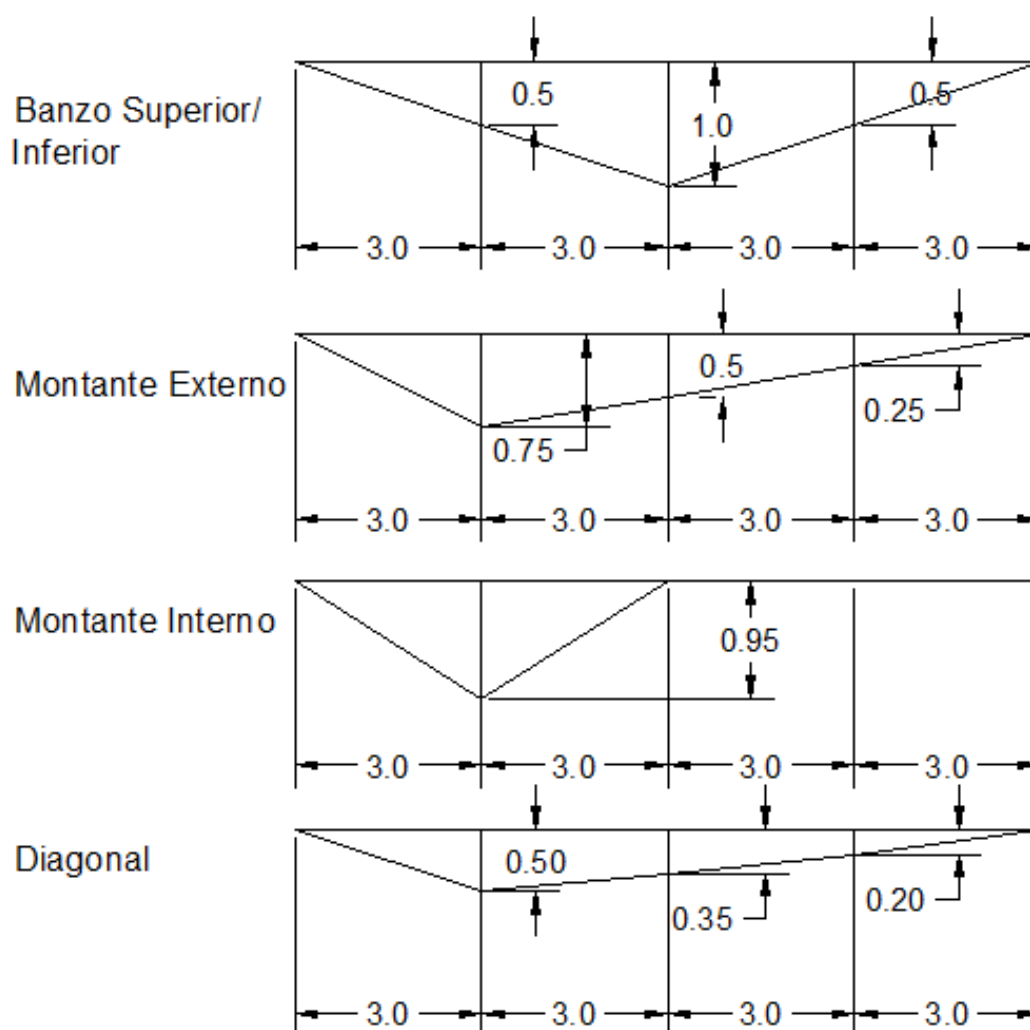
**Figura 40**-Forças normais devidas à aplicação da força P3.



Fonte: Dados do próprio autor.

A partir dos valores obtidos nos diagramas, determinaram-se as linhas de influência para cada barra da treliça, respectivamente, para o banzo superior, considerando-se os elementos centrais, montantes interno e externo e diagonais.

**Figura 41**-Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em losango na ponte de 12 metros de vão.

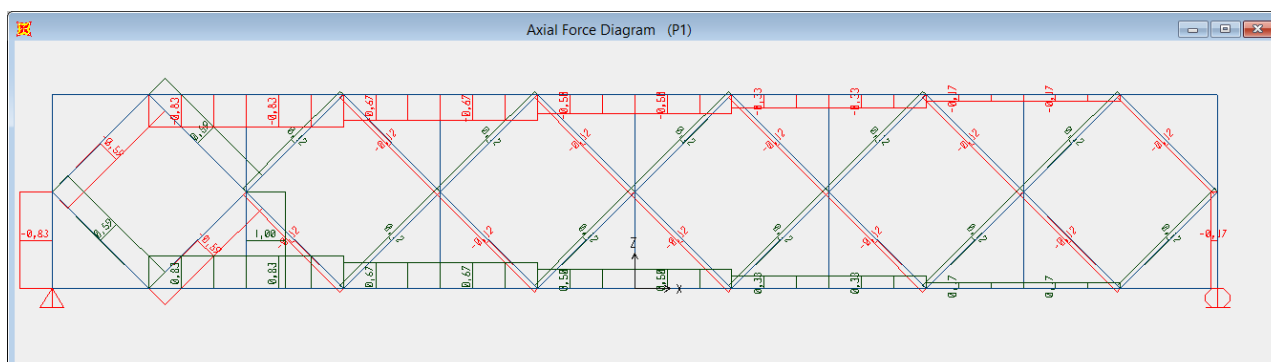


Fonte: Dados do próprio autor.

#### 3.1.2.1.2. Treliça 18 metros

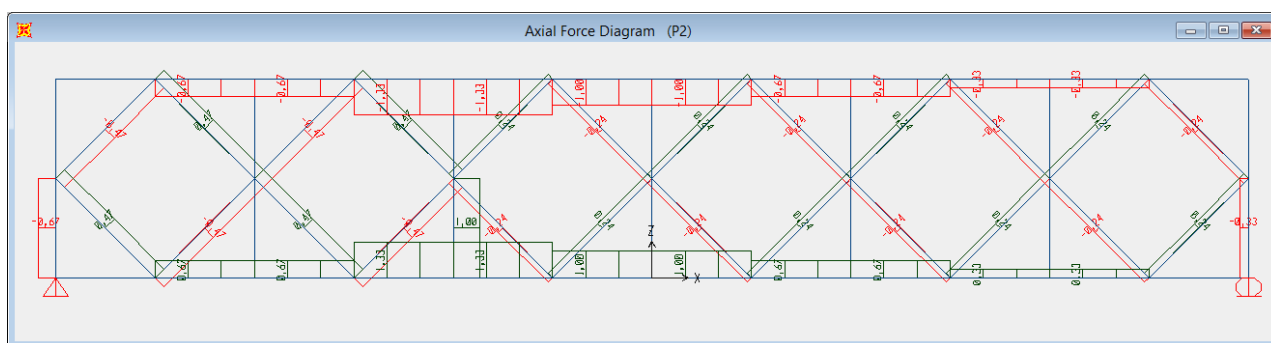
Os diagramas de forças axiais estão ilustrados nas figuras Figura 42, Figura 43, Figura 44, Figura 45 e Figura 46.

**Figura 42-**Forças normais devido aplicação da força P1.



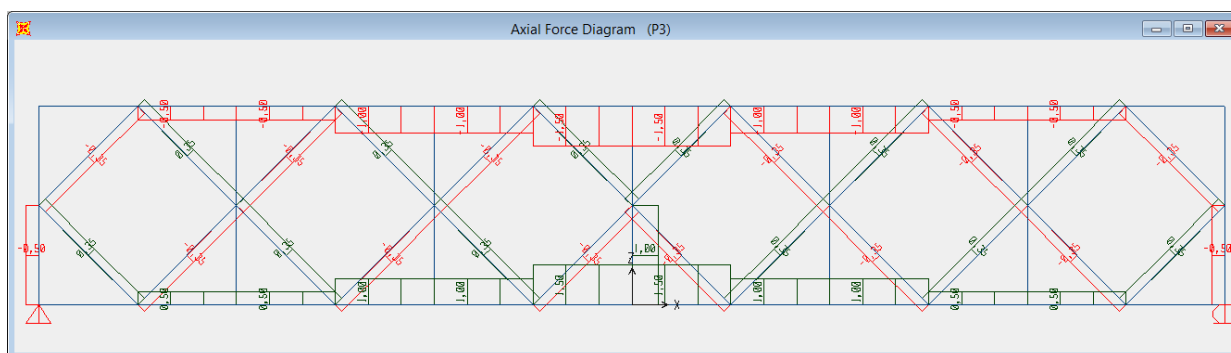
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 43-**Forças normais devido aplicação da força P2.



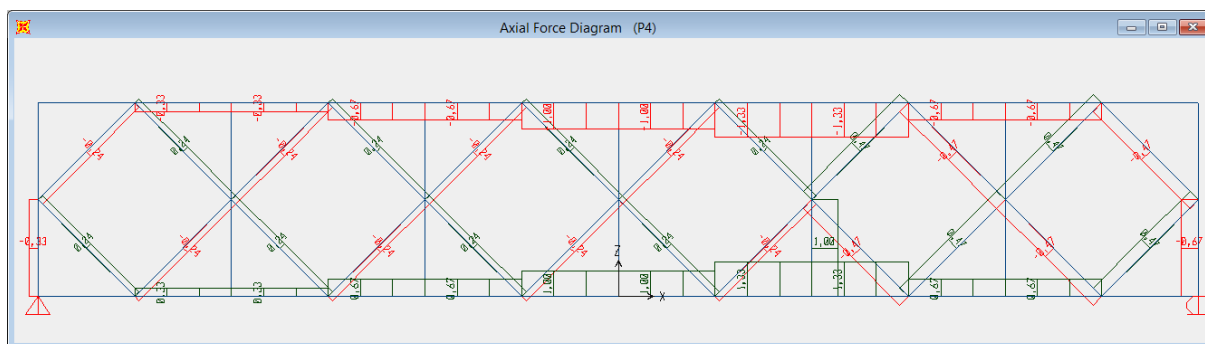
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 44-**Forças normais devido aplicação da força P3.



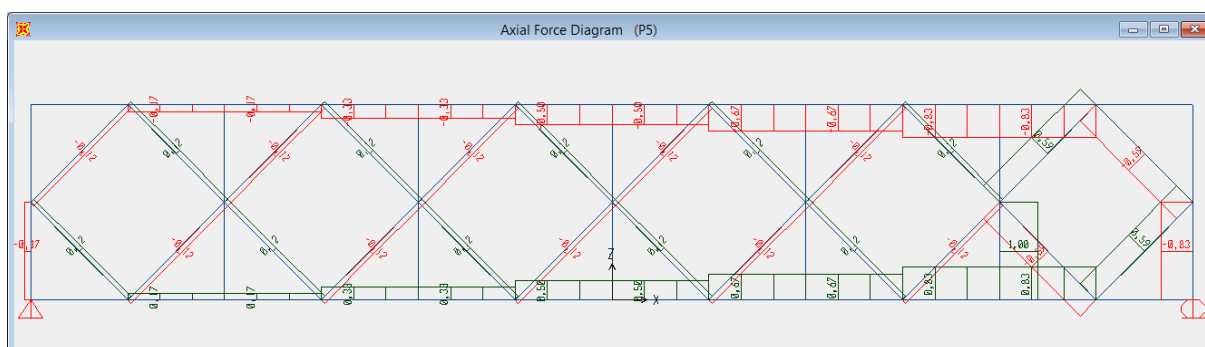
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 45-** Forças normais devido aplicação da força P4.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 46-** Forças normais devido aplicação da força P5.

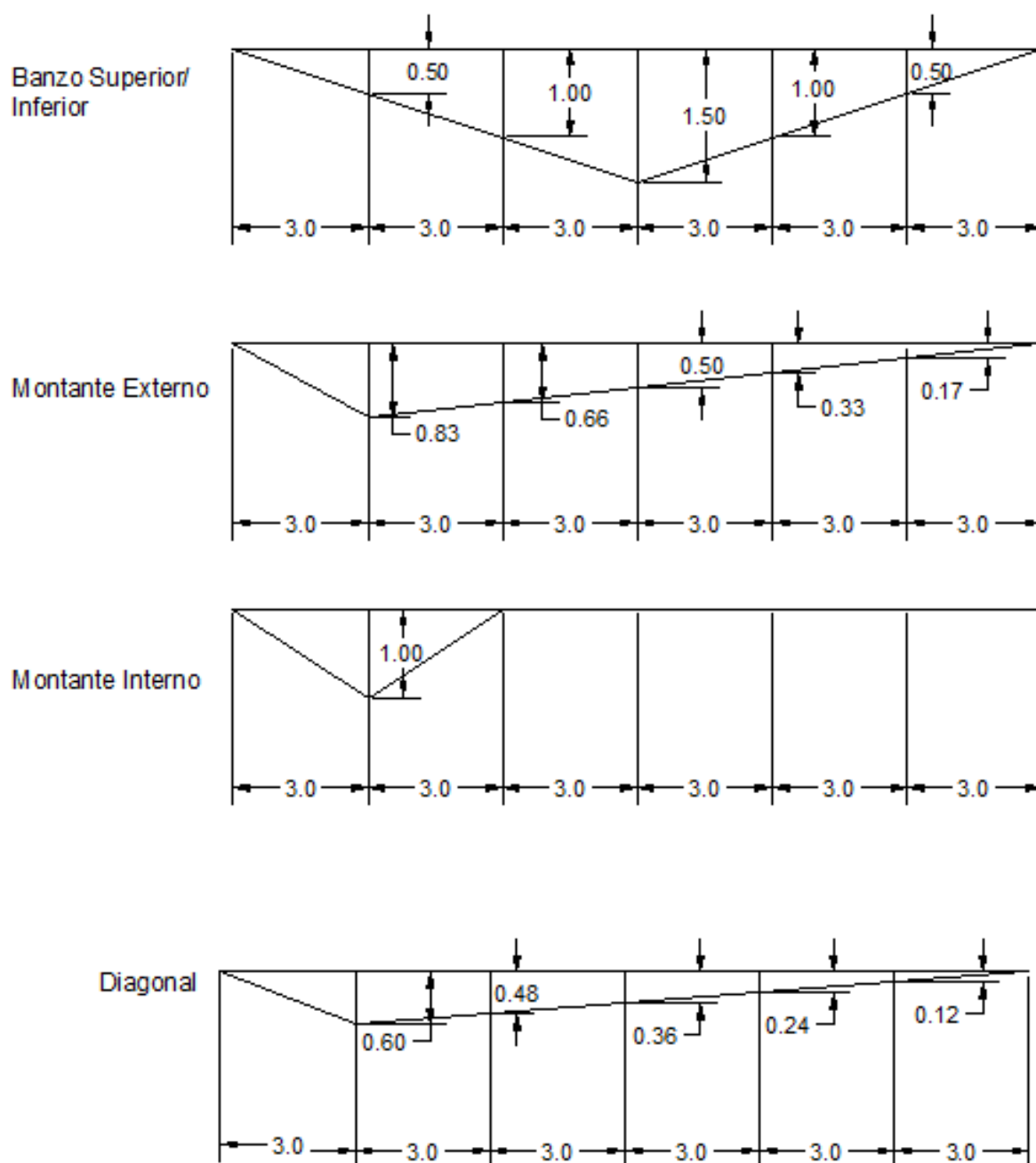


Fonte: Dados do próprio autor.



A partir das simulações tem-se a determinação das linhas de influência para cada barra da treliça, conforme ilustrado na Figura 47.

**Figura 47**-Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em losango na ponte de 18 metros de vão.



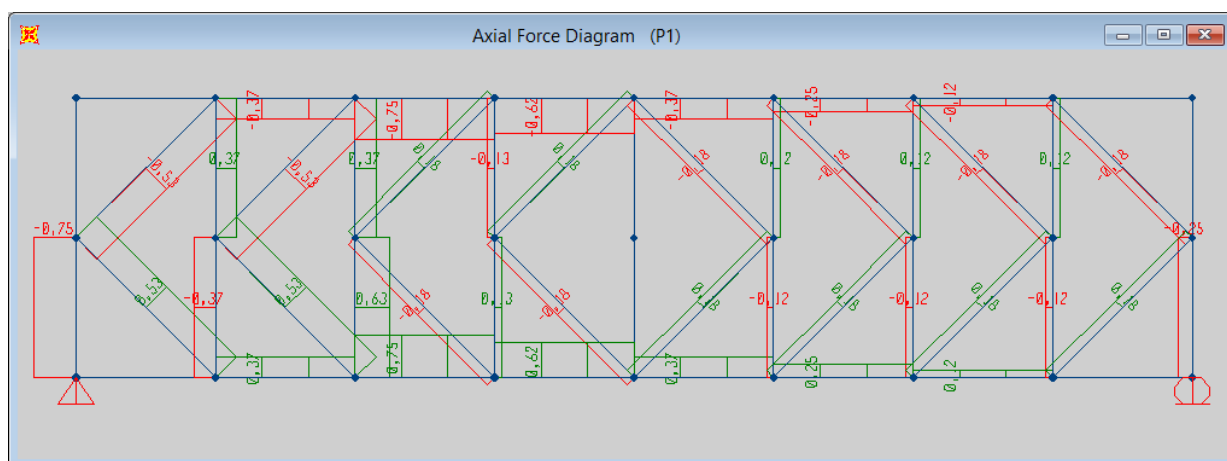
Fonte: Dados do próprio autor.

### 3.1.2.2. Geometria da treliça em k.

#### 3.1.2.2.1. Treliça de 12 metros.

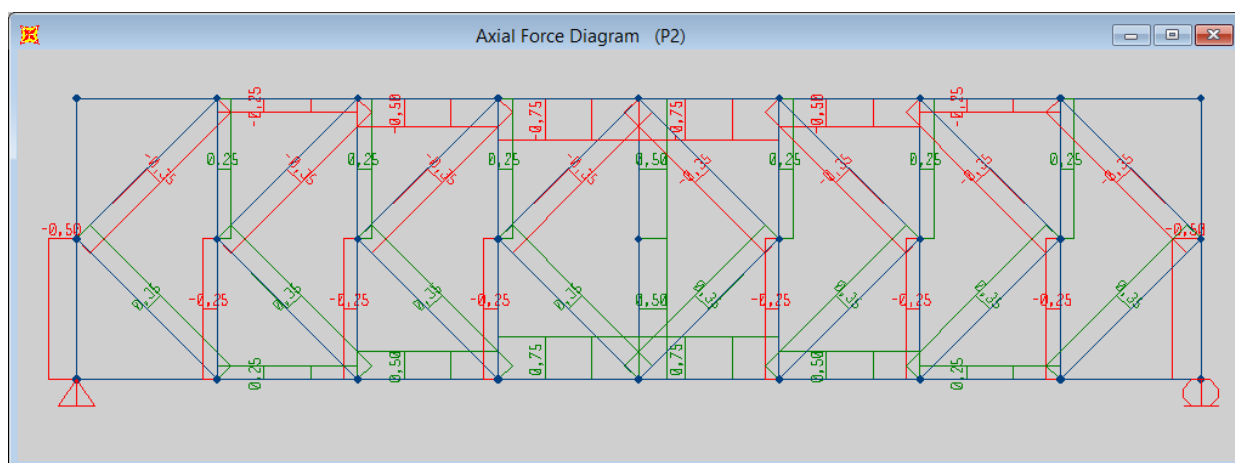
Os diagramas de forças axiais estão ilustrados nas figuras Figura 48, Figura 49 e Figura 50. As linhas de influência na Figura 51.

**Figura 48-**Forças normais devido aplicação da força P1.



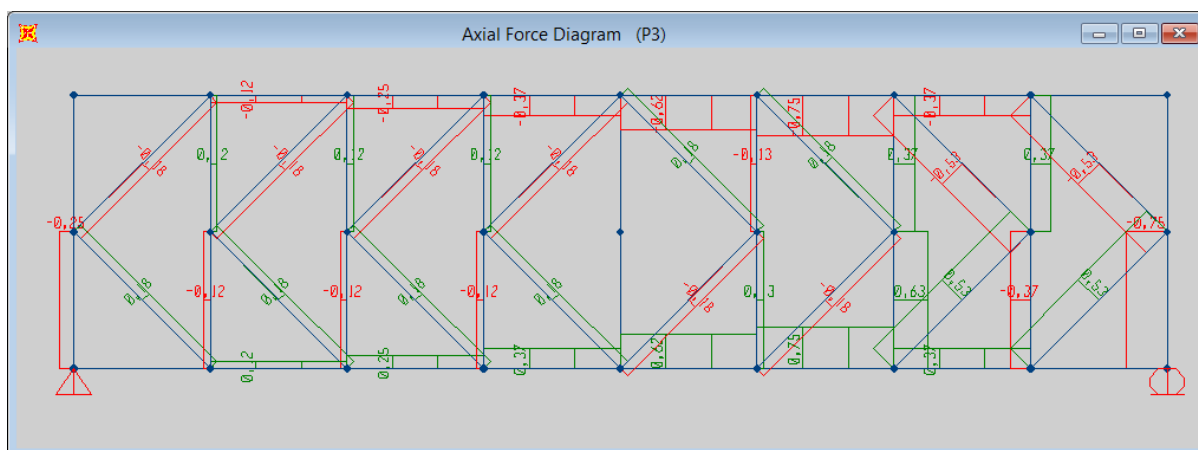
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 49-**Forças normais devido aplicação da força P2.



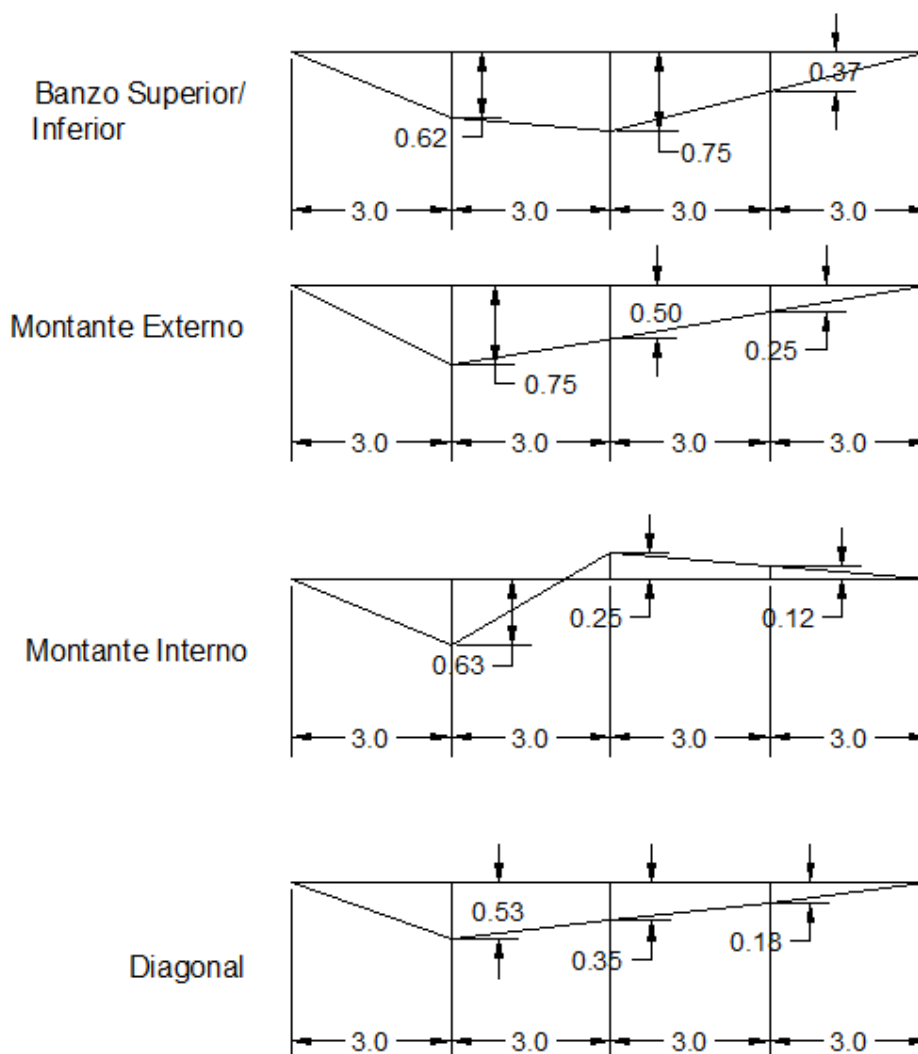
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 50**-Forças normais devido aplicação da força P3.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 51**-Linhas de influência para cada barra da treliça com diagonais em K na ponte de 12 metros de vão.

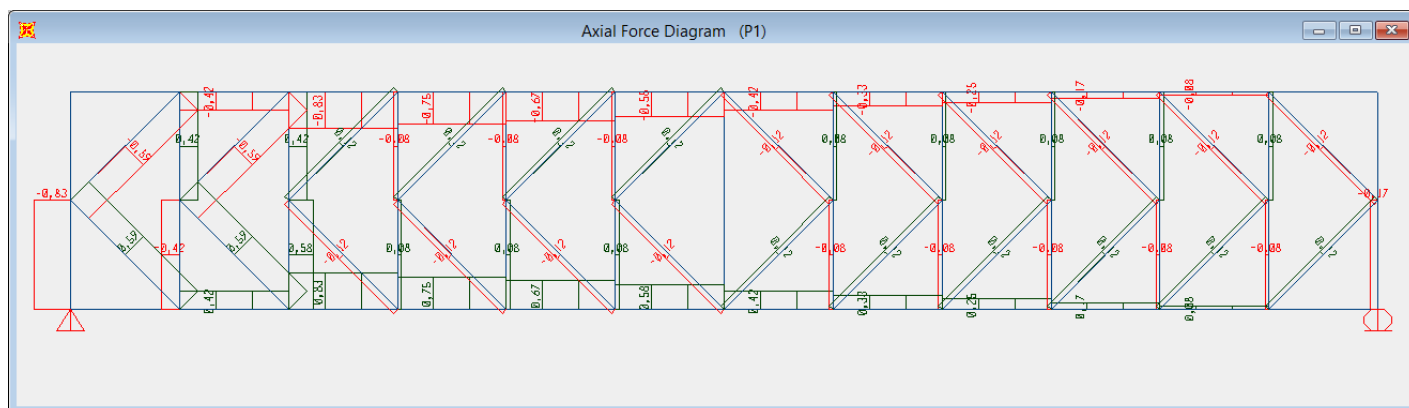


Fonte: Dados do próprio autor.

### 3.1.2.2.2. Treliza de 18 metros:

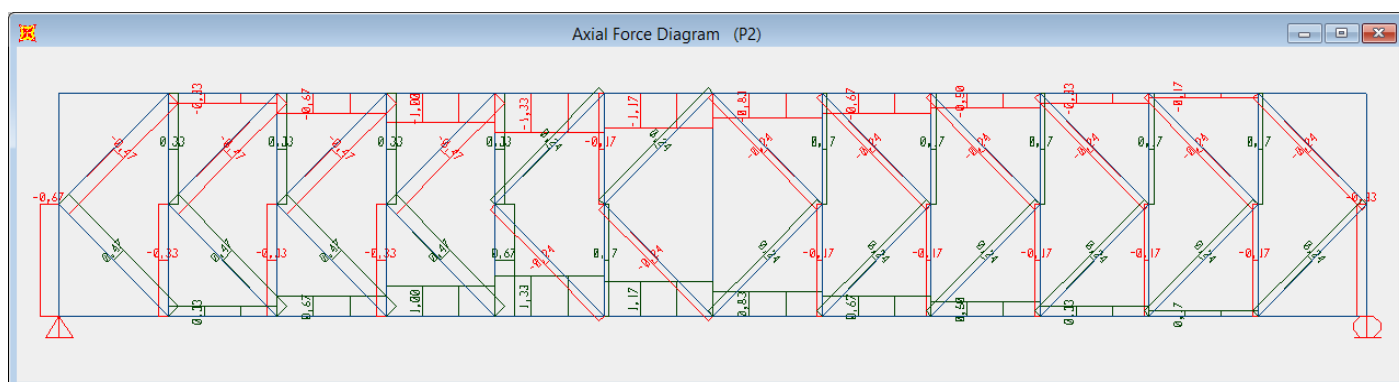
Os diagramas de forças axiais estão ilustrados em Figura 52, Figura 53 e Figura 54, Figura 55 e Figura 56.

**Figura 52-** Forças normais devido aplicação da força P1.



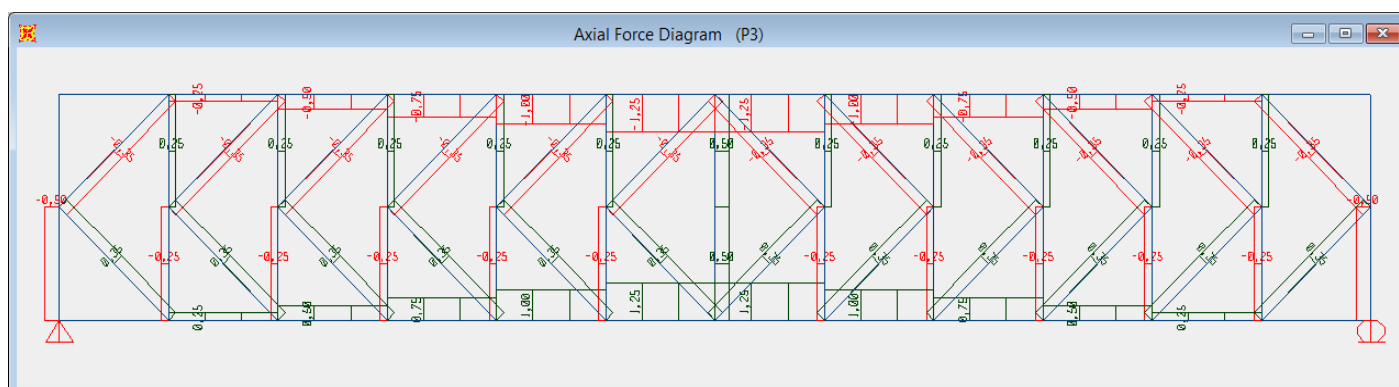
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 53-** Forças normais devido aplicação da força P2.



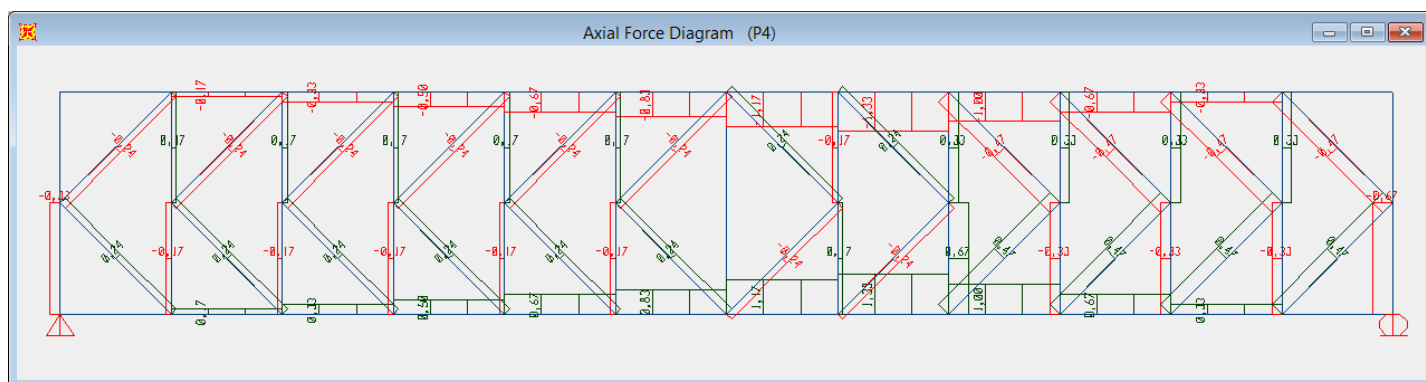
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 54-** Forças normais devido aplicação da força P3.



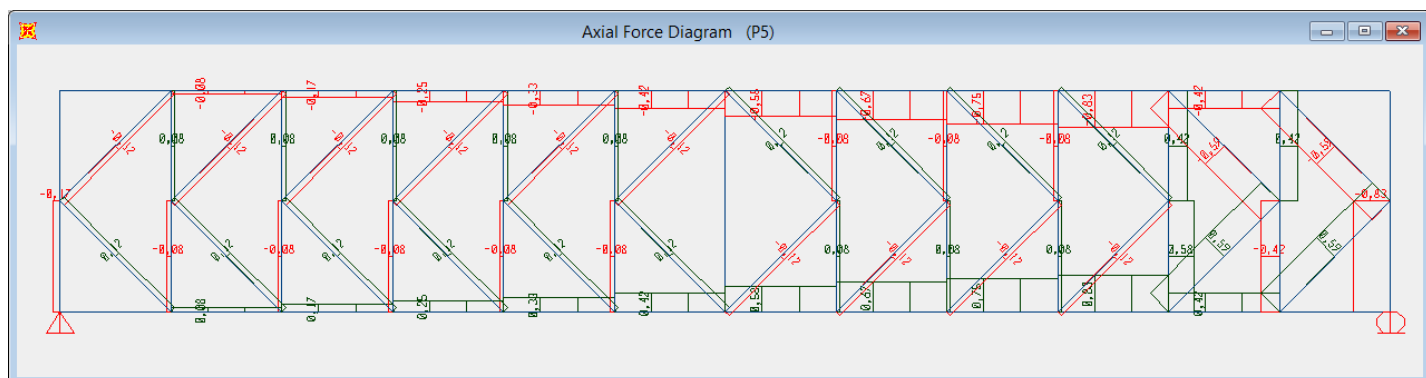
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 55-**Forças normais devido aplicação da força P4.



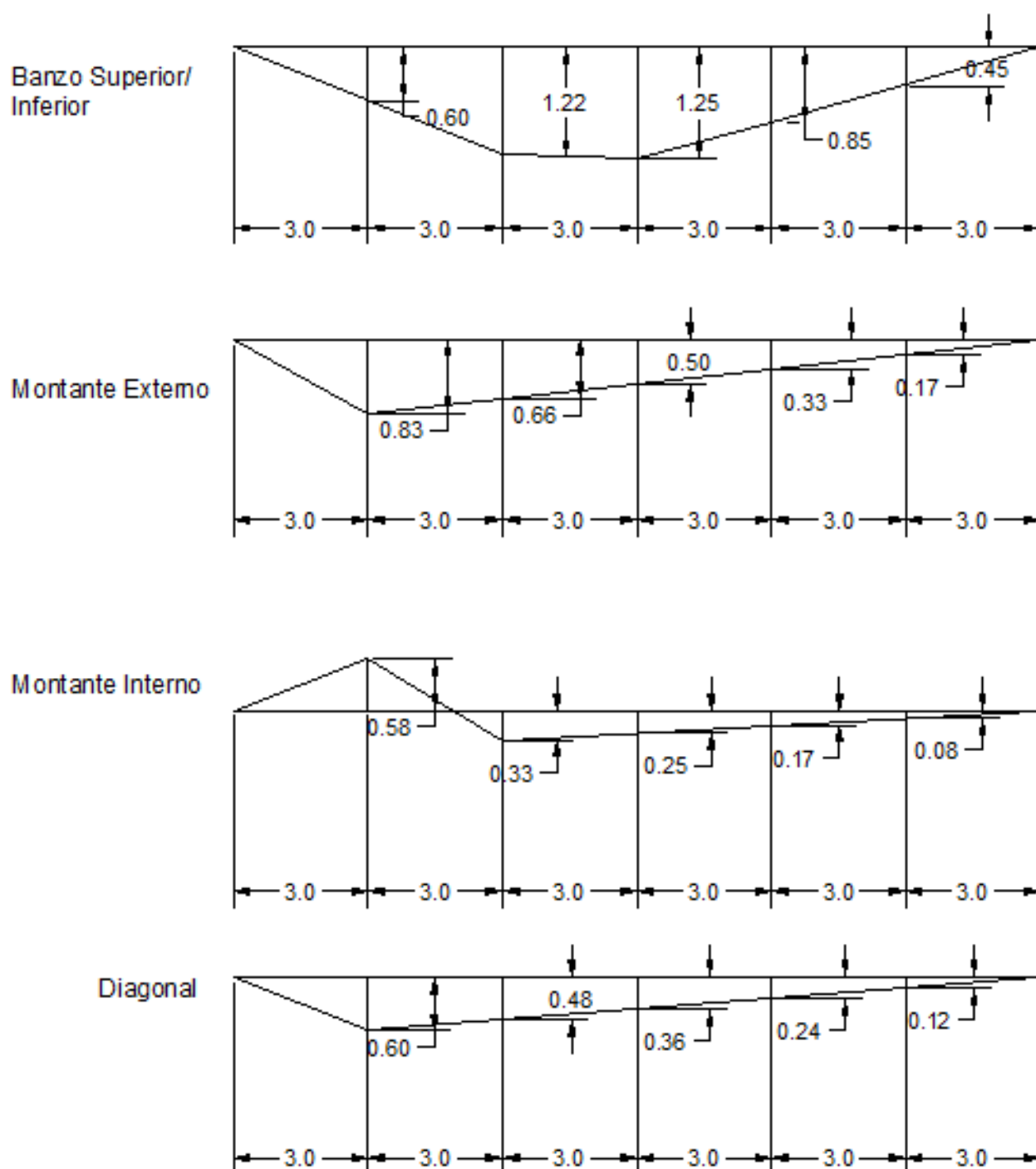
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 56-**Forças normais devido aplicação da força P5.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 57-** Linhas de influência para cada barra da treliça K na ponte de 18 metros de vão.

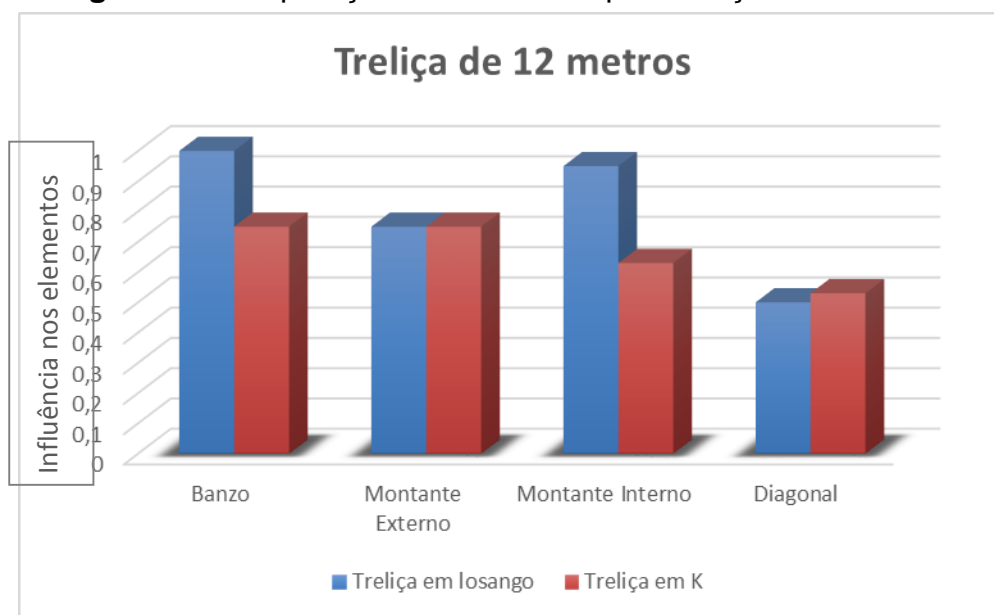


Fonte: Dados do próprio autor.

### 3.1.3. Gráfico comparativo entre as geometrias.

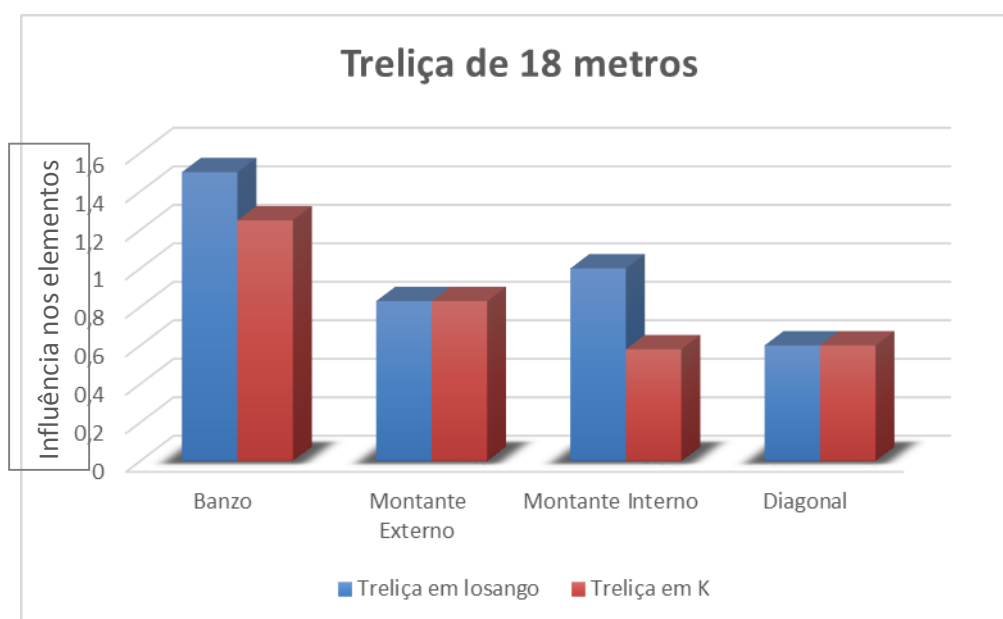
De acordo com as geometrias das treliças analisadas, foi feita a comparação entre a distribuição dos esforços nas barras. A análise dessa comparação está apresentada nas Figura 58 e Figura 59.

**Figura 58-**Comparação de resultados para treliça de 12 metros.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 59-**Comparação de resultados para treliça de 18 metros.



Fonte: Dados do próprio autor.

Nos gráficos apresentados observa-se que a menor influência dos esforços nos elementos da treliça corresponde à disposição das diagonais em “k”. Assim, os estados limites últimos e de serviço serão efetuados com essa geometria.

### 3.2. Ações de cálculo na treliça

De acordo com o levantamento já realizado das ações permanentes e variáveis, foi determinada a envoltória dessas ações, com as suas respectivas combinações, para os estados limites ultimo e de serviço, conforme ilustrado nas Figuras 60 e 61, respectivamente.

**Figura 60**-Combinação das ações para o Estado Limite Ultimo feita pelo software SAP 2000®.

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated): ELUltimo

Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options:

- Convert to User Load Combo
- Create Nonlinear Load Case from Load Combo

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PP_Trel	Moving Load	1,25
PP_Trel	Moving Load	1,25
PP_Piso	Moving Load	1,25
VT-450_FC	Moving Load	1,5
VT-450_FD	Moving Load	1,5

Add, Modify, Delete

OK, Cancel

Fonte: Dados do próprio autor.



**Figura 61**-Combinação das ações para o Estado Limite de Serviço feita pelo software SAP 2000®.

**Load Combination Data**

Load Combination Name (User-Generated)

Notes

Load Combination Type

**Options**

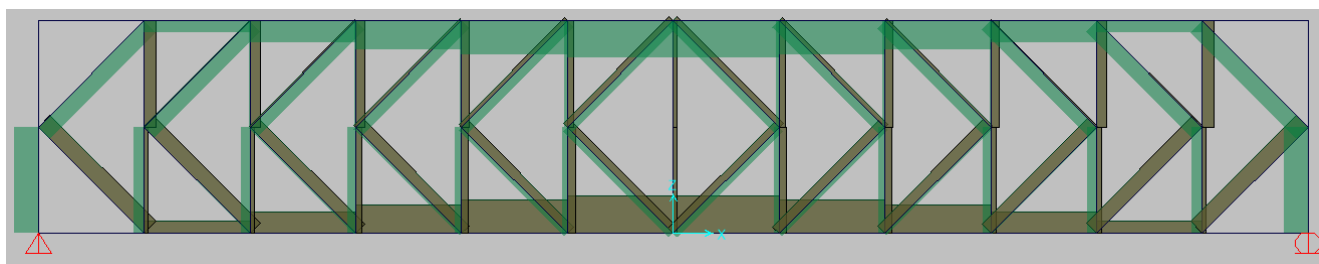
**Define Combination of Load Case Results**

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PP_Trel	Moving Load	1,
PP_Trel	Moving Load	1,
PP_Piso	Moving Load	1,
VT-450_FC	Moving Load	1,
VT-450_FD	Moving Load	1,

Fonte: Dados do próprio autor.

Por meio das combinações apresentadas, obteve-se a envoltória dos diagramas de esforços normais solicitantes de cálculo para cada barra da treliça, a deformada da estrutura e o seu deslocamento máximo, conforme ilustrados nas Figura 62, 63 e 64, respectivamente.

**Figura 62**-Diagrama de forças axiais de cálculo no Estado Limite Ultimo obtido pelo software SAP 2000®.

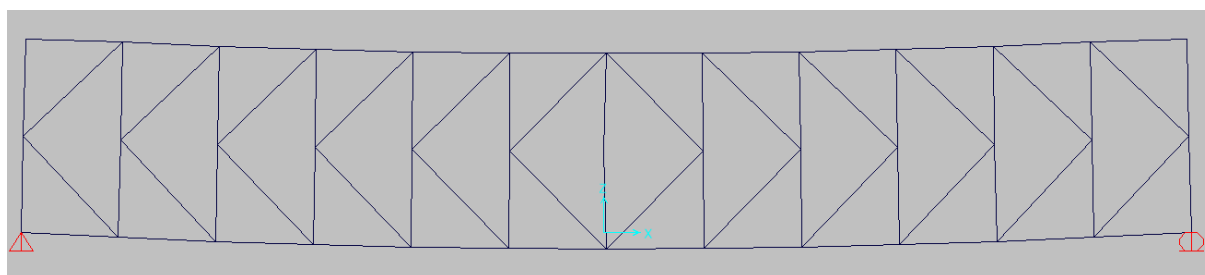


Fonte: Dados do próprio autor.

Para o Estado Limite Ultimo, conforme o diagrama de forças axiais da treliça de 18 metros, tem-se que os banzos do meio do vão são os elementos mais solicitados com uma força de 877 kN, de compressão, para o banzo superior e de tração para o banzo inferior.

A solicitação no montante externo corresponde a uma força de 561 kN de compressão e o montante interno mais solicitado é o mais próximo à extremidade da treliça, com uma força de 242 kN de compressão e 95 kN de tração. Na diagonal mais solicitada, mais próxima do apoio, com uma força de 397 kN, sendo de tração ou de compressão, dependendo de seu posicionamento, isto é, diagonal superior comprimida e diagonal inferior tracionada.

**Figura 63**-Configuração deformada da treliça no Estado Limite de Serviço, dada pelo software SAP 2000®.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 64**-Deslocamentos no meio do vão, em mm. dados pelo software SAP 2000®.

Joint Displacements					
Joint	Object	2007	Joint Element	2007	
		1	2	3	
Trans		3,82281	0,00000	-24,86386	
Rotn		0,00000	0,00000	0,00000	

Fonte: Dados do próprio autor.

Quanto ao estado limite de serviço, o deslocamento máximo ocorre verifica-se no meio do vão cujo valor, de aproximadamente 25 mm.

### 3.3. Resultados e discussão

De acordo com os resultados apresentados, pode-se analisar a influência da aplicação de forças, nos pontos correspondentes aos apoios da viga transversina, em cada barra da treliça, lembrando-se que essas influências resultarão em forças axiais nos elementos da treliça provenientes da ação permanente do peso próprio da estrutura e da ação variável móvel.

Para os casos de geometria das treliças analisadas, constatou-se que as barras que possuem maior influência, quando comparada às outras barras da treliça, conforme as Figuras 58 e 59, são os banzos superiores e inferiores, correspondendo a uma força de compressão e de tração, respectivamente. Os elementos da treliça que possuem menor influência são as barras referentes às diagonais, que podem estar submetidas tanto à uma força de tração como à uma força de compressão, dependendo do seu posicionamento na viga treliçada.

Os valores das linhas de influência irão diferir principalmente para o caso de banzos superiores e inferiores, e montante interno. Para os casos de diagonais e montantes externos, os valores das coordenadas das linhas de influência são os mesmos para os dois casos de geometria da treliça.

Para a geometria com montantes e as diagonais em losango, observa-se uma maior influência da força aplicada nas barras do que na treliça em que se dispõem os montantes e diagonais em K.

Tal fato pode ser constatado por meio das linhas de influência e gráficos apresentados nos quais as linhas de influência dos banzos, dos montantes e das diagonais para a treliça em K possuem coordenadas inferiores ou iguais quando comparados aos da treliça com diagonais e montantes em losango.

## 4 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

### 4.1. Resistência à tração

No dimensionamento de barras submetidas a tração deve-se respeitar a seguinte condição:

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Em que  $N_{t,sd}$  é a força axial de tração solicitante de cálculo e  $N_{t,Rd}$  é a força axial de tração resistente de cálculo.

Os estados limites últimos de barras submetidas à tração é dado pelo escoamento da seção bruta ou pela ruptura da seção líquida.

A força axial de tração resistente de cálculo,  $N_{t,Rd}$  que será usada no dimensionamento será o menor dos valores obtidos entre os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida.

#### 4.1.1. Estado limite de escoamento da seção bruta

A força axial de tração resistente de cálculo para a determinação do escoamento da seção bruta, é dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

$A$  é a área bruta da seção transversal;

$f_y$  é a resistência ao escoamento do aço;

$\gamma_{a1}$  é coeficiente de minoração da resistência ( $\gamma_{a1} = 1,1$ ).

#### 4.1.2. Estado limite de ruptura da seção líquida

A força axial de tração resistente de cálculo para a determinação da ruptura da seção líquida é dada por:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e \cdot f_u}{\gamma_{a2}}$$

Onde:

$A_e$  é a área líquida efetiva da seção transversal;

$f_u$  é a resistência última do aço;

$\gamma_{a2}$  é coeficiente de minoração da resistência ( $\gamma_{a2} = 1,35$ ).

#### 4.1.2.1. Área líquida efetiva

A área líquida efetiva de uma barra,  $A_e$ , é dada por:

$$A_e = C_t A_n$$

$$A_n = A - n_f d_f t + \sum \frac{t \cdot s^2}{4g}$$

onde:

$A_n$  é a área líquida da barra;

$C_t$  é um coeficiente de redução da área líquida;

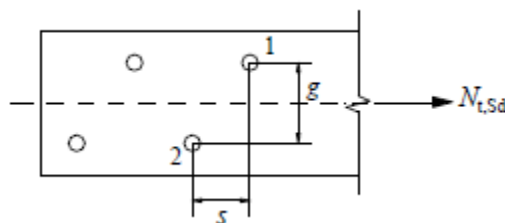
$n_f$  é o número de furos;

$d_f$  é o diâmetro dos furos;

$t$  é a espessura da chapa;

$s$  e  $g$ , respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre dois furos, conforme a Figura 65.

**Figura 65**-Ilustração entre os espaçamentos.



Fonte: NBR 8800 (2008).

Além de todos os fatores já considerados anteriormente, a barra não pode apresentar índice de esbeltez superior a 300.

## 4.2. Resistência à compressão

As barras da treliça submetidas à compressão podem sofrer flambagem. A flambagem ocorre por meio de falhas de instabilidade global, que resultará na flambagem da barra, ou por instabilidade local, que será a flambagem dos elementos da seção.

Assim como para as barras submetidas à tração, as barras que suportam forças de compressão, devem respeitar a seguinte relação:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

onde:

$N_{c,Sd}$  é a força axial de compressão solicitante de cálculo;

$N_{c,Rd}$  é a força axial de compressão resistente de cálculo.

Além disso, deve-se considerar o índice de esbeltez sempre inferior a 200.

A flambagem das barras pode ocorrer por meio de flambagem por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local. A força axial de compressão resistente de cálculo,  $N_{c,Rd}$ , é dada por:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_Y}{\gamma_{a1}}$$

Onde:

$\chi$  é o fator de redução associado à resistência à compressão;

$Q$  é o fator de redução total associado à flambagem local;

$A$  é a área bruta da seção transversal da barra.

#### **4.2.1. Flambagem global**

##### **4.2.1.1. Fator de redução $\chi$**

O fator de redução associado à resistência à compressão,  $\chi$ , é dado por:

- para  $\lambda_0 \leq 1,5$ :

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$$

- para  $\lambda_0 > 1,5$ :

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$$

Onde  $\lambda_0$  é o índice de esbeltez reduzido.

##### **4.2.1.2. Índice de esbeltez reduzido**

O índice de esbeltez reduzido,  $\lambda_0$ , é dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_e}}$$

Sendo que  $N_e$  é a força axial de flambagem elástica e  $A_g$  é a área bruta da seção transversal.

#### 4.2.1.3. Força axial de flambagem elástica

Em seções duplamente simétricas, a flambagem pode ocorrer por flexão ou por torção.

Em seções monossimétricas, a flambagem pode ocorrer por flexão no eixo de não simetria ou por flexo-torção.

A força axial de flambagem elástica,  $N_e$ , de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é dada por:

a) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia  $x$  da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2}$$

Onde:

$K_x L_x$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $x$  (o coeficiente de flambagem  $K_x$  é dado pela Figura 66);

$I_x$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo  $x$ ;

$E$  é o módulo de elasticidade do aço.

b) Para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia  $y$  da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

Onde:

$K_y L_y$  é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo  $y$  (o coeficiente de flambagem  $K_y$  é dado pela Figura 66);



$I_y$  é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo y;

E é o módulo de elasticidade do aço.

c) Para flambagem por torção em relação ao eixo longitudinal z

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + GJ \right]$$

Onde:

$K_z L_z$  é o comprimento de flambagem por torção ( $K_z$  é o comprimento de flambagem por torção)

E é o módulo de elasticidade do aço;

$C_w$  é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

J é a constante de torção da seção transversal;

$r_0$  é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$$

Sendo que  $r_x$  e  $r_y$  são os raios de giração em relação aos eixos centrais x e y, respectivamente, e  $x_0$  e  $y_0$  são as coordenadas do centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e, respectivamente, em relação ao centro geométrico da seção.

d) Para os casos de flambagem por flexo-torção para seção monossimétrica:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1 - (y_0/r_0)^2]} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez}[1 - (y_0/r_0)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}} \right]$$

Onde:

$N_{ey}$  e  $N_{ez}$  são as forças axiais de flambagem elástica obtidas pelas equações acima.

**Figura 66**-Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de $K_x$ ou $K_y$	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	   					Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres

Fonte: NBR 8800 (2008).

O coeficiente de flambagem por torção ( $K_z$ ) é considerado igual a 1, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação em torno do eixo longitudinal impedida e empenamento livre, ou igual a 2, quando uma das extremidades da barra possuir rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento livres e, a outra extremidade, rotação e empenamento impedidos.

#### 4.2.2. Flambagem local

A flambagem local ocorre devido à instabilidade de elementos da seção transversal. Exceto as seções circulares, os elementos da seção são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada).

#### 4.2.2.1. Fator de redução

As barras submetidas à compressão e que possuem relações de largura e espessura (relação  $b/t$ ) inferiores às relações de largura e espessura limites  $(b/t)_{lim}$ , dadas na Tabela 3, possuem fator de redução  $Q$  igual a 1.

As barras que possuem componentes da seção com  $b/t$  superiores a  $(b/t)_{lim}$ , possuem fatores de redução igual a:

$$Q = Q_s \cdot Q_a$$

Onde:

$Q_s$  é o fator de redução que leva em consideração os elementos AL;

$Q_a$  é o fator de redução que leva em consideração os elementos AA.

Se a seção possuir apenas elementos AL, então  $Q = Q_s$ ; e, se seção possuir apenas elementos AA, então  $Q = Q_a$ .

#### 4.2.2.2. Elementos comprimidos AL

Os valores de  $Q_s$  são calculados de acordo com o grupo do qual a seção pertence e os grupos são determinados de acordo com a Tabela 3. Para esse trabalho, serão considerados os grupos 3 e 4.

a) Elementos do Grupo 3:

$$Q_s = 1340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}; \text{ para } 0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \leq \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,53E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}; \text{ para } \frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b) Elementos do Grupo 4:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Onde:

$h$  é a altura da alma;

$t_w$  é a espessura da alma;

$b$  e  $t$  são a largura e a espessura do elemento.

Tabela 3-Valores de  $(b/t)_{lim}$ .

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de $b$ e $t$	$(b/t)_{lim}$
AA	1	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas ou almas de seções tubulares retangulares</li> <li>Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas</li> </ul>		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções I, H ou U</li> <li>Mesas ou almas de seção-caixão</li> <li>Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1</li> </ul>		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	<ul style="list-style-type: none"> <li>Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento</li> </ul>		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U laminadas</li> <li>Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> <li>Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas</li> </ul>		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mesas de seções I, H, T ou U soldadas<sup>a</sup></li> </ul>		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	6	<ul style="list-style-type: none"> <li>Almas de seções T</li> </ul>		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

<sup>a</sup> O coeficiente  $k_c$  é dado em F.2.

#### 4.2.2.3. Elementos comprimidos AA

O valor de redução  $Q_a$  é definido por:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

Onde

$A_g$  é a área bruta;

$A_{ef}$  é a área efetiva, que é dada por:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

$$b_{ef} = 1,92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[ 1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

Sendo que  $b$  e  $t$  são, respectivamente, a largura e a espessura de um elemento comprimido AA, e  $b_{ef}$  é a largura efetiva de um elemento comprimido AA. O valor de  $c_a$  para mesas ou almas de seções tubulares retangulares é igual a 0,38. Para todos os outros elementos, o valor de  $c_a$  é igual a 0,34. Além disso, a tensão que pode atuar no elemento analisado é igual a  $\sigma$ , considerando, simplificada, a tensão igual a tensão de escoamento do aço.

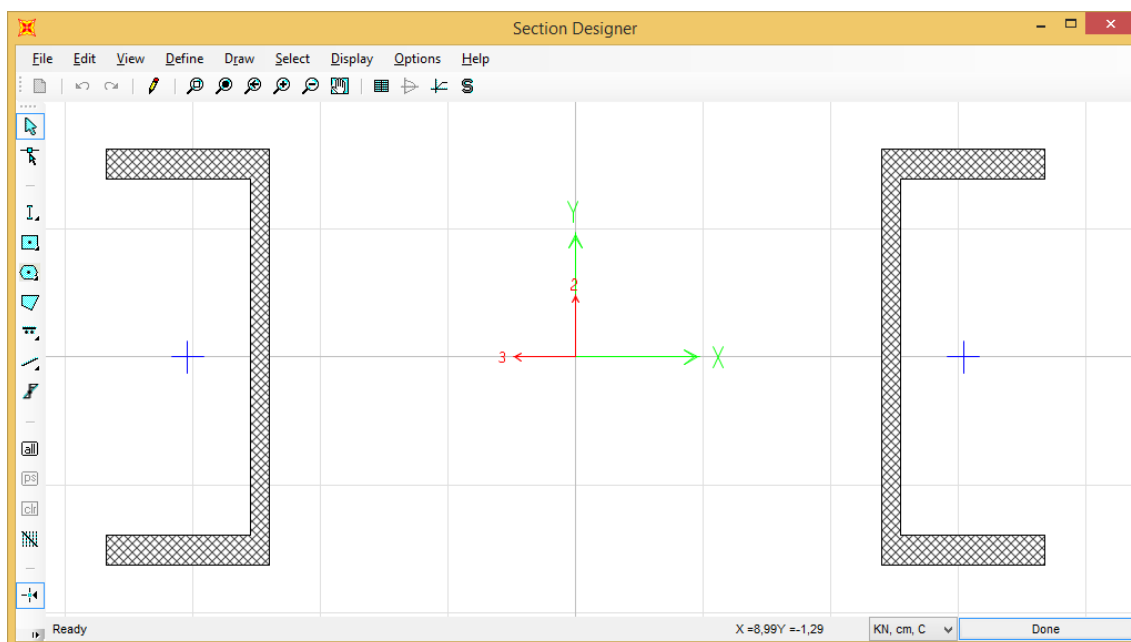
#### 4.3. Dimensionamento das barras

O cálculo da força axial de compressão e de tração resistente de cálculo foi realizado de acordo com os parâmetros estipulados pela NBR 8800 (2008): Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

#### 4.4. Barras utilizadas

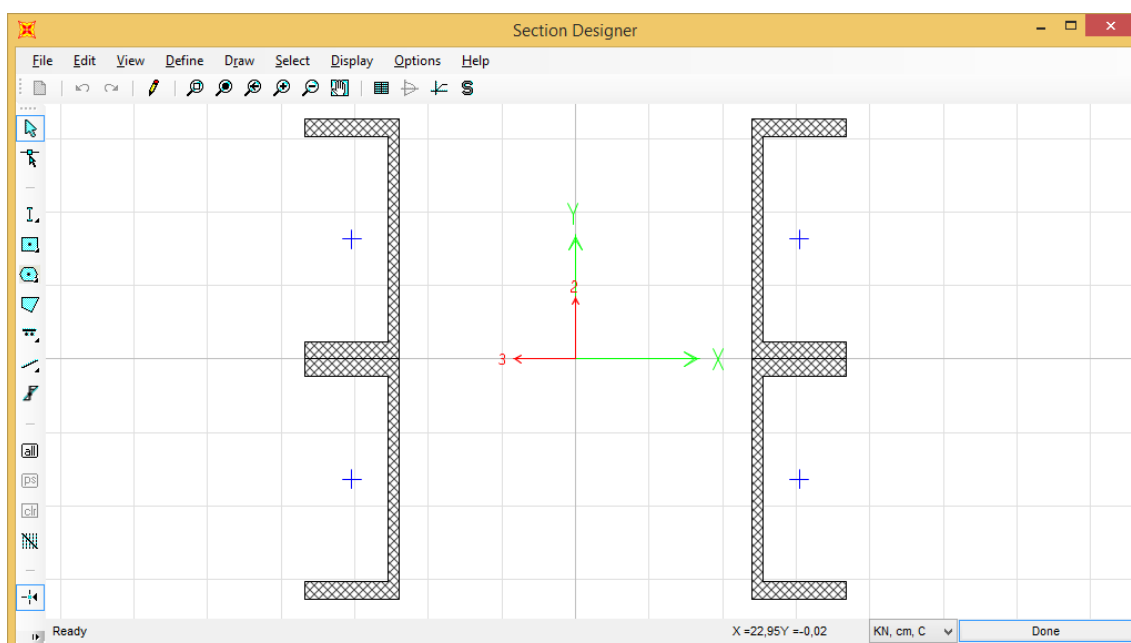
Os perfis escolhidos são perfis laminados, o aço utilizado foi ASTM A36, conforme determinado pela NBR 8800:2008. As treliças são compostas por banzos de 2U\_102x7.95 e 4U\_102x7.95, conforme ilustrado na Figuras 67 e 68, e diagonais e montantes internos por 2L\_65x63.5, conforme Figura 69. Para os montantes externos, foram utilizados perfis 2U\_102X2.08, Figura 70.

**Figura 67-**Seção transversal dos banzos sem a barra de reforço.



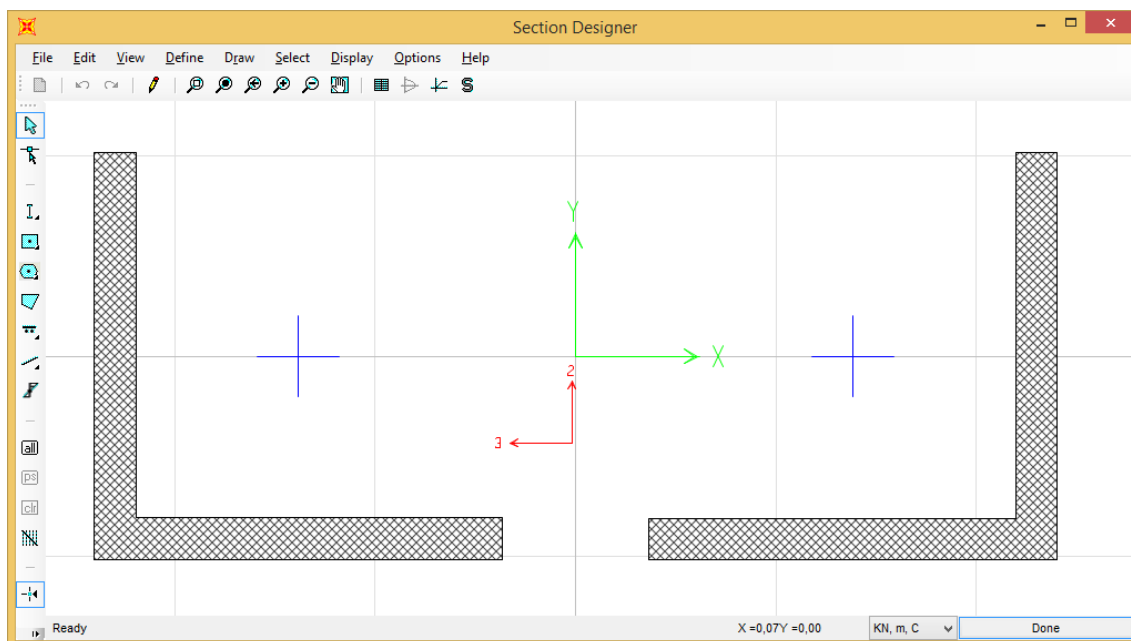
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 68-**Seção transversal dos banzos com a barra de reforço.



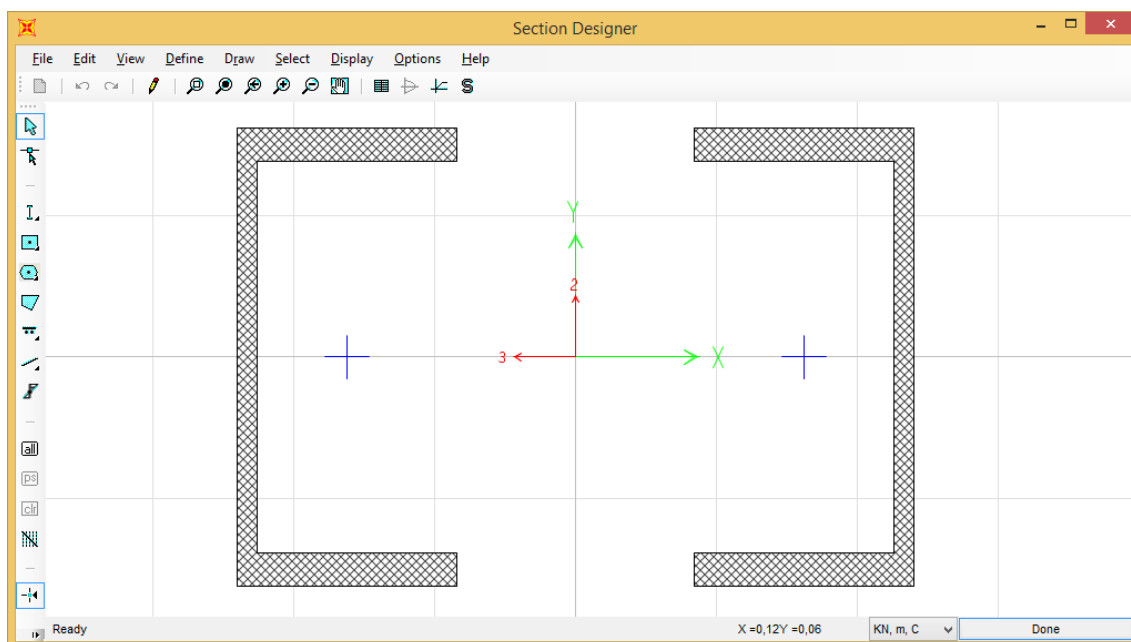
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 69-**Seção transversal das diagonais e montantes internos.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 70-**Seção transversal do montante externo.



Fonte: Dados do próprio autor.



As características geométricas das seções escolhidas para os banzos, montantes internos e diagonais, e montantes externos estão listadas nas figuras 71, 72, 73 e 74, respectivamente.

**Figura 71**-Propriedades geométricas dos banzos sem a barra de reforço.

The screenshot shows a 'Property Data' window with a yellow title bar. The 'Section Name' field contains 'US\_102x7.95'. Below the title bar, there is a 'Properties' section with a table of geometric properties. The table is organized into two columns. The first column lists properties such as 'Cross-section (axial) area', 'Moment of Inertia about 3 axis', 'Moment of Inertia about 2 axis', 'Product of Inertia about 2-3', 'Shear area in 2 direction', 'Shear area in 3 direction', and 'Torsional constant'. The second column lists properties such as 'Section modulus about 3 axis', 'Section modulus about 2 axis', 'Plastic modulus about 3 axis', 'Plastic modulus about 2 axis', 'Radius of Gyration about 3 axis', 'Radius of Gyration about 2 axis', and 'Shear Center Eccentricity (x3)'. Each property has a corresponding numerical value in a text box. An 'OK' button is located at the bottom center of the dialog.

Section Name: US_102x7.95	
Cross-section (axial) area	19,9518
Moment of Inertia about 3 axis	318,626
Moment of Inertia about 2 axis	1574,0971
Product of Inertia about 2-3	0,
Shear area in 2 direction	9,1152
Shear area in 3 direction	19,9518
Torsional constant	2,6114
Section modulus about 3 axis	62,4757
Section modulus about 2 axis	136,878
Plastic modulus about 3 axis	73,9952
Plastic modulus about 2 axis	175,4555
Radius of Gyration about 3 axis	3,9962
Radius of Gyration about 2 axis	8,8823
Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Fonte: Dados do próprio autor.

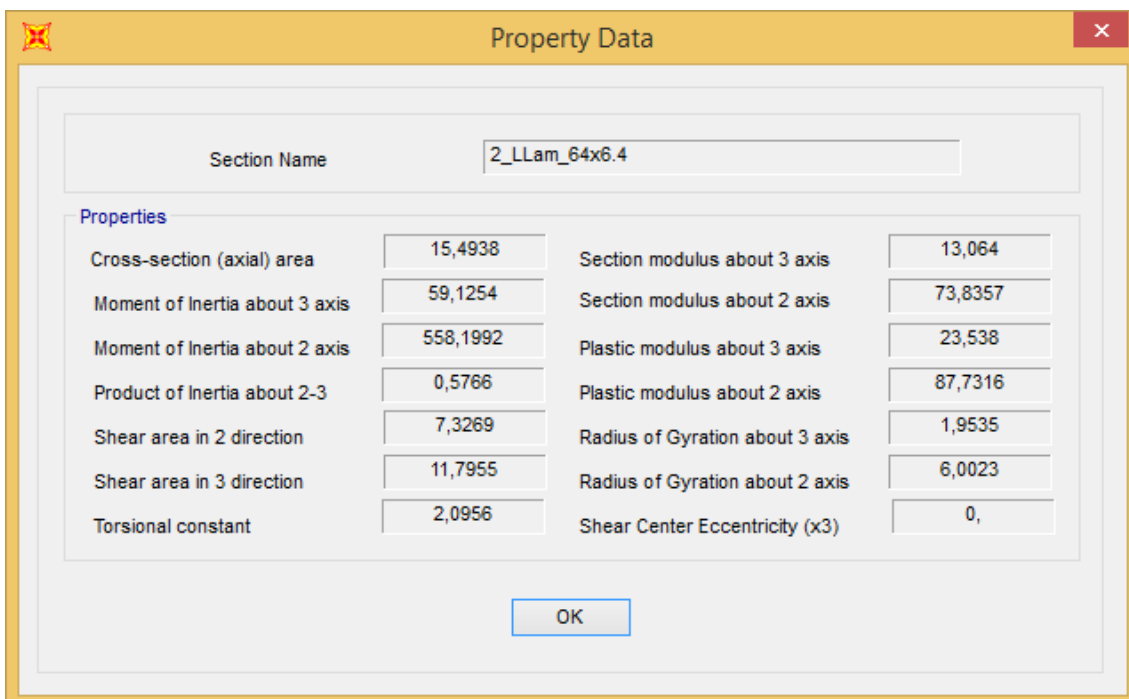
**Figura 72**-Propriedades geométricas dos banzos com a barra de reforço.

The screenshot shows a 'Property Data' window with a yellow title bar. The 'Section Name' field contains 'USR\_102x7.95'. Below the title bar, there is a 'Properties' section with a table of geometric properties. The table is organized into two columns. The first column lists properties such as 'Cross-section (axial) area', 'Moment of Inertia about 3 axis', 'Moment of Inertia about 2 axis', 'Product of Inertia about 2-3', 'Shear area in 2 direction', 'Shear area in 3 direction', and 'Torsional constant'. The second column lists properties such as 'Section modulus about 3 axis', 'Section modulus about 2 axis', 'Plastic modulus about 3 axis', 'Plastic modulus about 2 axis', 'Radius of Gyration about 3 axis', 'Radius of Gyration about 2 axis', and 'Shear Center Eccentricity (x3)'. Each property has a corresponding numerical value in a text box. An 'OK' button is located at the bottom center of the dialog.

Section Name: USR_102x7.95	
Cross-section (axial) area	39,9036
Moment of Inertia about 3 axis	1675,1446
Moment of Inertia about 2 axis	3148,1942
Product of Inertia about 2-3	0,
Shear area in 2 direction	19,806
Shear area in 3 direction	39,9036
Torsional constant	10,219
Section modulus about 3 axis	164,2299
Section modulus about 2 axis	273,756
Plastic modulus about 3 axis	203,5084
Plastic modulus about 2 axis	350,911
Radius of Gyration about 3 axis	6,4792
Radius of Gyration about 2 axis	8,8823
Shear Center Eccentricity (x3)	0,

Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 73-**Propriedades geométricas das diagonais e montantes internos.



Section Name: 2\_LLam\_64x6.4

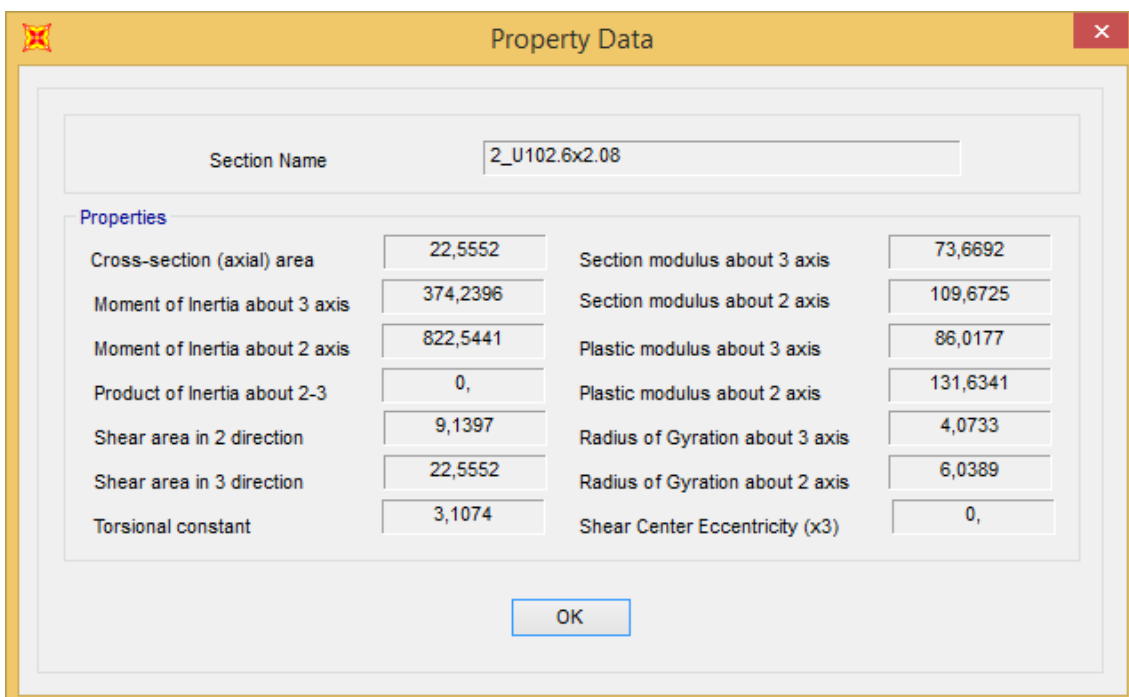
**Properties**

Cross-section (axial) area	15,4938	Section modulus about 3 axis	13,064
Moment of Inertia about 3 axis	59,1254	Section modulus about 2 axis	73,8357
Moment of Inertia about 2 axis	558,1992	Plastic modulus about 3 axis	23,538
Product of Inertia about 2-3	0,5766	Plastic modulus about 2 axis	87,7316
Shear area in 2 direction	7,3269	Radius of Gyration about 3 axis	1,9535
Shear area in 3 direction	11,7955	Radius of Gyration about 2 axis	6,0023
Torsional constant	2,0956	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

OK

Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 74-**Propriedades geométricas das diagonais e montantes externos.



Section Name: 2\_U102.6x2.08

**Properties**

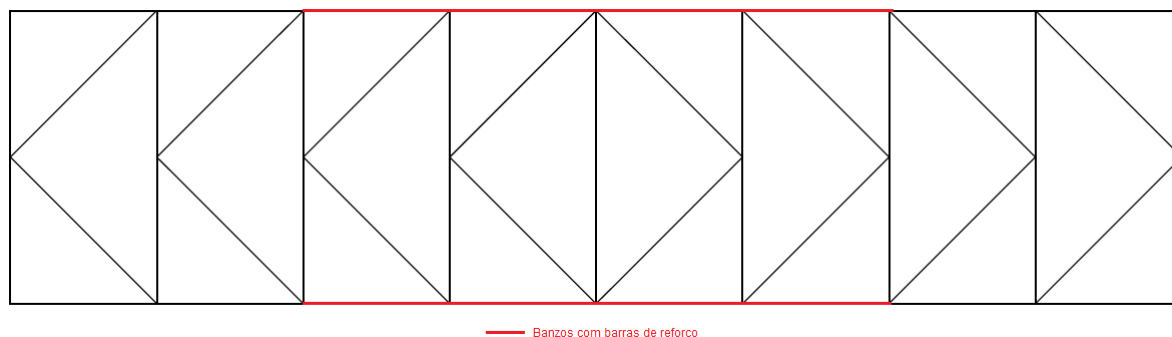
Cross-section (axial) area	22,5552	Section modulus about 3 axis	73,6692
Moment of Inertia about 3 axis	374,2396	Section modulus about 2 axis	109,6725
Moment of Inertia about 2 axis	822,5441	Plastic modulus about 3 axis	86,0177
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	131,6341
Shear area in 2 direction	9,1397	Radius of Gyration about 3 axis	4,0733
Shear area in 3 direction	22,5552	Radius of Gyration about 2 axis	6,0389
Torsional constant	3,1074	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

OK

Fonte: Dados do próprio autor.

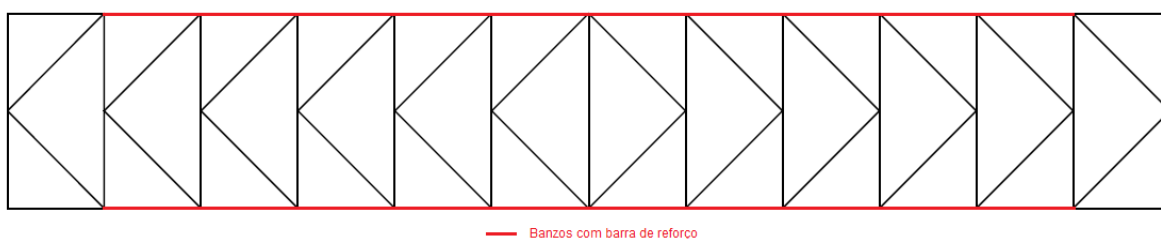
A localização das barras de reforço dos banzos, é mostrada nas Figuras 75 e 76.

**Figura 75**-Localização das barras de reforço dos banzos para a treliça de 12 metros.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 76**-Localização das barras de reforço dos banzos para a treliça de 18 metros.



Fonte: Dados do próprio autor.

Para o dimensionamento, foi feita uma planilha para o cálculo das forças axiais resistentes de cálculo e realizada uma comparação entre a força solicitante e a força resistente.

#### 4.4.1. Resistência das barras

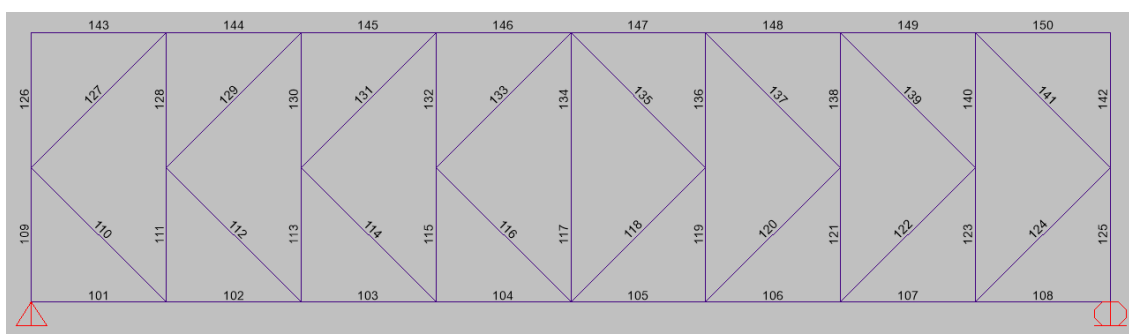
As forças resistentes de cálculo de tração e de compressão estão listadas na Tabela 4, lembrando que as seções escolhidas são as mesmas para os dois vãos de treliça.

**Tabela 4-**Forças resistentes de cálculo.

Elemento da treliça	Seção	Força de tração resistente de cálculo (kN)	Força de compressão resistente de cálculo (kN)
Diagonal	2_LL_64x6.35	501,11	188,47
Montante Interno	2_LL_64x6.35	501,11	195,97
Montante Externo	2_U_102x2.08	501,11	449,67
Banzo	US_102x7.95	443,37	359,01
Banzo	USR_102x7.95	886,75	881,50

Fonte: Dados do próprio autor.

As forças solicitantes foram retiradas de uma simulação no programa SAP 2000® e estão listadas nas Tabelas 5 e 6, para a treliça de 12 e 18 metros, respectivamente.

**Figura 77-**Numeração das barras da treliça de 12 metros.

Fonte: Dados do próprio autor.

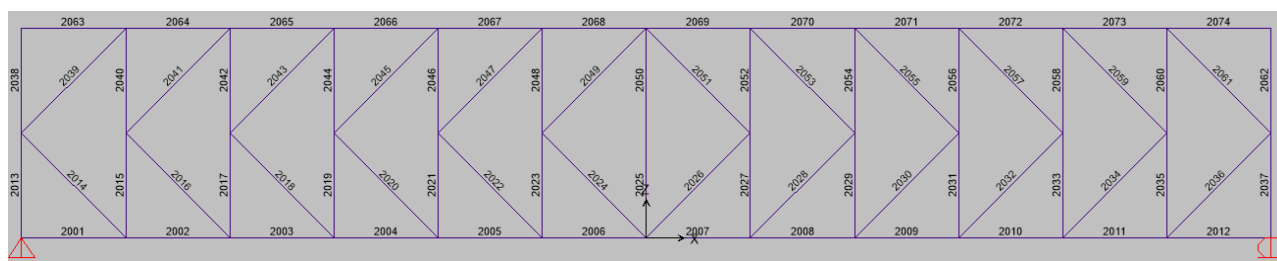
**Tabela 5-**Forças solicitantes de cálculo para a treliças de 12 metros.

Trelliça de 12 metros					
Elementos da treliça	Barra	Sd		Sd/Rd	
		Tração (kN)	Compressão (kN)	Tração (kN)	Compressão (kN)
Banzo Inferior	101-1	0	0	0,00	0,00
	102-1	231,65	0	0,26	0,00
	103-1	389,11	0	0,44	0,00
	104-1	481,67	0	0,54	0,00
	105-1	481,67	0	0,54	0,00
	106-1	389,11	0	0,44	0,00
	107-1	231,65	0	0,26	0,00
	108-1	0	0	0,00	0,00
Banzo Superior	143-1	0	0	0,00	0,00
	144-1	0	231,65	0,00	0,26
	145-1	0	389,11	0,00	0,44
	146-1	0	481,67	0,00	0,55

	147-1	0	481,67	0,00	0,55
	148-1	0	389,11	0,00	0,44
	149-1	0	231,65	0,00	0,26
	150-1	0	0	0,00	0,00
Montantes	109-1	0	463,2	0,00	1,03
	126-1	0	0	0,00	0,00
	111-1	100,52	183,79	0,29	0,94
	128-1	231,65	0	0,66	0,00
	113-1	124,13	142,5	0,35	0,73
	130-1	0	186,87	0,00	0,95
	115-1	159,46	103,6	0,45	0,53
	132-1	144,62	33,25	0,41	0,17
	117-1	93,02	0	0,26	0,00
	134-1	93,02	0	0,26	0,00
	119-1	159,46	103,6	0,45	0,53
	136-1	144,62	33,25	0,41	0,17
	121-1	124,13	142,5	0,35	0,73
	138-1	0	186,87	0,00	0,95
	123-1	100,52	183,79	0,29	0,94
	140-1	231,65	0	0,66	0,00
	125-1	0	463,2	0,00	1,03
	142-1	0	0	0,00	0,00
Diagonais	110-1	327,61	0	0,93	0,00
	127-1	0	327,61	0,00	1,74
	112-1	264,27	0	0,75	0,00
	129-1	15,03	264,27	0,04	1,40
	114-1	204,53	47,02	0,58	0,25
	131-1	47,02	204,53	0,13	1,09
	116-1	148,42	95,9	0,42	0,51
	133-1	95,9	148,42	0,27	0,79
	118-1	148,42	95,9	0,42	0,51
	135-1	95,9	148,42	0,27	0,79
	120-1	204,53	47,02	0,58	0,25
	137-1	47,02	204,53	0,13	1,09
	122-1	264,27	0	0,75	0,00
	139-1	15,03	264,27	0,04	1,40
	124-1	327,61	0	0,93	0,00
	141-1	0	327,61	0,00	1,74

Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 78-**Numeração das barras para a treliça de 18 metros.



Fonte: Dados do próprio autor (2016).

**Tabela 6-**Forças solicitantes de cálculo para a treliças de 18 metros.

Treliza de 18 metros					
Elementos da treliça	Barra	Sd		Sd/Rd	
		Tração (kN)	Compressão(kN)	Tração (kN)	Compressão(kN)
Banzo Inferior	2001-1	0	0	0,00	0,00
	2002-1	280,28	0	0,32	0,00
	2003-1	506,26	0	0,57	0,00
	2004-1	677,96	0	0,76	0,00
	2005-1	795,36	0	0,90	0,00
	2006-1	876,8	0	0,99	0,00
	2007-1	876,8	0	0,99	0,00
	2008-1	795,36	0	0,90	0,00
	2009-1	677,96	0	0,76	0,00
	2010-1	506,26	0	0,57	0,00
	2011-1	280,28	0	0,32	0,00
	2012-1	0	0	0,00	0,00
Banzo Superior	2063-1	0	0	0,00	0,00
	2064-1	0	280,28	0,00	0,34
	2065-1	0	506,26	0,00	0,61
	2066-1	0	677,96	0,00	0,82
	2067-1	0	795,36	0,00	0,97
	2068-1	0	876,8	0,00	1,06
	2069-1	0	876,8	0,00	1,06
	2070-1	0	795,36	0,00	0,97
	2071-1	0	677,96	0,00	0,82
	2072-1	0	506,26	0,00	0,61
	2073-1	0	280,28	0,00	0,34
	2074-1	0	0	0,00	0,00
Montantes	2013-1	0	560,58	0,00	1,25
	2038-1	0	0	0,00	0,00
	2015-1	94,39	241,67	0,27	1,23
	2040-1	280,28	0	0,81	0,00
	2017-1	109,74	207,78	0,32	1,06
	2042-1	245,14	0	0,71	0,00
	2019-1	132,69	117,43	0,39	0,60
	2044-1	211,6	0	0,61	0,00
	2021-1	157,17	147,61	0,46	0,75
	2046-1	179,66	43,88	0,52	0,22
	2023-1	183,17	119,32	0,53	0,61
	2048-1	149,31	67,86	0,43	0,35
	2025-1	91,03	0	0,26	0,00
	2050-1	91,03	0	0,26	0,00
	2027-1	183,17	119,32	0,53	0,61

	2052-1	149,31	67,86	0,43	0,35
	2029-1	157,17	147,61	0,46	0,75
	2054-1	179,66	43,88	0,52	0,22
	2031-1	132,69	117,43	0,39	0,60
	2056-1	211,6	0	0,61	0,00
	2033-1	109,74	207,78	0,32	1,06
	2058-1	245,14	0	0,71	0,00
	2035-1	94,39	241,67	0,27	1,23
	2060-1	280,28	0	0,81	0,00
	2037-1	0	560,58	0,00	1,25
	2062-1	0	0	0,00	0,00
Diagonais	2014-1	396,37	0	1,15	0,00
	2039-1	0	396,37	0,00	2,10
	2016-1	346,68	0	1,01	0,00
	2041-1	0	346,68	0,00	1,84
	2018-1	299,25	30,43	0,87	0,16
	2043-1	30,43	299,25	0,09	1,59
	2020-1	254,1	62,1	0,74	0,33
	2045-1	62,1	254,1	0,18	1,35
	2022-1	211,16	95,96	0,61	0,51
	2047-1	95,96	211,16	0,28	1,12
	2024-1	170,51	132,11	0,50	0,70
	2049-1	132,11	170,51	0,38	0,90
	2026-1	170,51	132,11	0,50	0,70
	2051-1	132,11	170,51	0,38	0,90
	2028-1	211,16	95,96	0,61	0,51
	2053-1	95,96	211,16	0,28	1,12
	2030-1	254,1	62,1	0,74	0,33
	2055-1	62,1	254,1	0,18	1,35
	2032-1	299,25	30,43	0,87	0,16
	2057-1	30,43	299,25	0,09	1,59
	2034-1	346,68	0	1,01	0,00
	2059-1	0	346,68	0,00	1,84
	2036-1	396,37	0	1,15	0,00
	2061-1	0	396,37	0,00	2,10

Fonte: Dados do próprio autor.

Observa-se que em algumas barras a relação entre a força solicitante e a força resistente é maior ou igual 1, o que não condiz com o dimensionamento adequado. No entanto foram admitidas essas barras devido ao fato delas serem iguais as barras da treliça ensaiada no laboratório.

## **5 ANÁLISE EXPERIMENTAL DA VIGA TRELIÇADA**

A análise experimental foi realizada no Laboratório de Engenharia Civil-NEPAE. A treliça utilizada foi fabricada e montada pela empresa Everest Engenharia de Infra Estrutura LTDA. O ensaio visou analisar o comportamento e a resistência última da viga treliçada da ponte, com o vão entre apoios de 12 metros. Para isso, foram utilizados extensômetros elétricos para a medição das deformações dos perfis em pontos previamente estipulados e o LVDT para a aferição do deslocamento no ponto central da estrutura.

### **5.1. Equivalência do trem tipo para a carga concentrada**

Para a realização do ensaio é necessário que se faça a equivalência entre as ações atuantes na ponte e as cargas pontuais que serão aplicadas na viga treliçada, visto que apenas a viga será ensaiada.

Foi prevista a aplicação das forças por meio de atuadores de 100 toneladas-força, conforme Figura 79, e a medição dessa força por células de cargas. A aplicação da força foi realizada pontualmente em dois pontos da treliça, simulando o trem-tipo localizado no meio do vão, Figura 80. O esquema estático da aplicação das cargas está apresentado na Figura 81. Nota-se que o esquema estático da treliça ensaiada em laboratório, é diferente do simulado no programa SAP 2000®. No entanto, essa diferença na disposição das barras não alterou os resultados finais do ensaio.



**Figura 79**-Atuador de carga (amarelo) e célula de carga (azul).



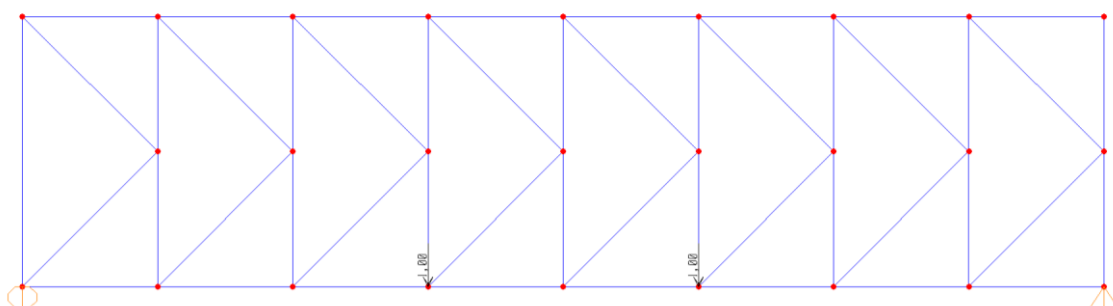
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 80**-Sistema de aplicação da carga.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 81**-Esquema estático da aplicação das forças no ensaio.



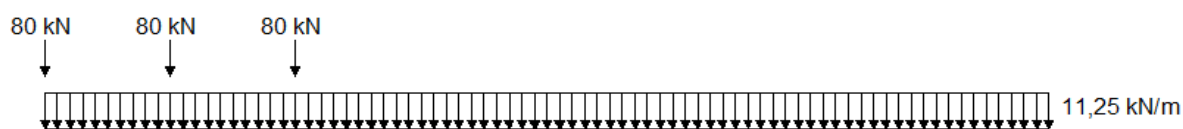
Fonte: Dados do próprio autor.

Dessa forma, calcula-se a força equivalente aos carregamentos pontuais e uniformemente distribuídos da viga treliçada. Para isso, é calculada a força total atuante por meio das reações de apoio e depois, redistribui-se a força total em forças pontuais.

Para esse caso, temos duas situações críticas, a primeira situação, em que o trem-tipo está localizada sobre o apoio e a segunda, quanto o trem-tipo está localizado no meio do vão.

Para a primeira situação, as reações de apoio serão de 277,5 kN, no apoio em que o trem tipo está posicionado, e de 97,5 kN no outro apoio, conforme mostrado na Figura 82. As reações de apoio, para essa situação de carregamento, estão apresentados na Figura 83.

**Figura 82**-Primeira situação de carregamento.



Fonte: Dados do próprio autor.

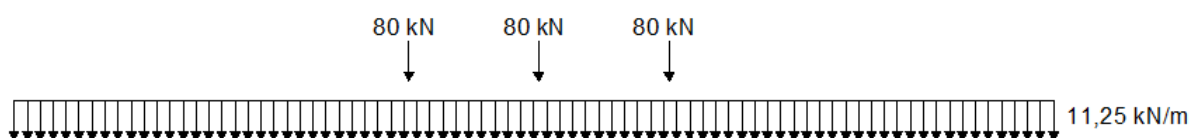
**Figura 83-**Reações de apoio para a primeira situação de carregamento.



Fonte: Dados do próprio autor.

Para a segunda situação, as reações de apoio serão as mesmas para os dois apoios e iguais a 187,5 kN, ilustrado na Figura 84. As reações de apoio, para essa situação de carregamento, estão apresentados na Figura 85.

**Figura 84-**Segunda situação de carregamento.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 85-**Reações de apoio para a segunda situação de carregamento.



Fonte: Dados do próprio autor.

Serão aplicadas duas forças pontuais, para simular a primeira e a segunda situação de carregamento. Assim sendo, deve-se aplicar uma força pontual aproximada de 280 kN e de 190 kN, respectivamente.

O ensaio foi realizado em três etapas, com a aplicação de forças de 120 kN, 240 kN e 330 kN. As duas primeiras etapas tiveram o objetivo de consolidar a estrutura; já na última, a força foi aplicada até que ocorresse a flambagem de uma das diagonais da treliça.

## 5.2. Instrumentação

A instrumentação da viga foi realizada em pontos previamente escolhidos nos banzos superiores, inferiores e nos montantes, Figuras 86 e 87, respectivamente para a determinação das deformações e, consequentemente, das tensões e forças nos elementos da treliça. Também foram utilizados aparelhos para a leitura (LVDT) do deslocamento do ponto central da estrutura para conferência da flecha da viga, Figura 88.

**Figura 86**-Extensômetros localizados nos banzos inferiores na região central.



Fonte: Dados do próprio autor.

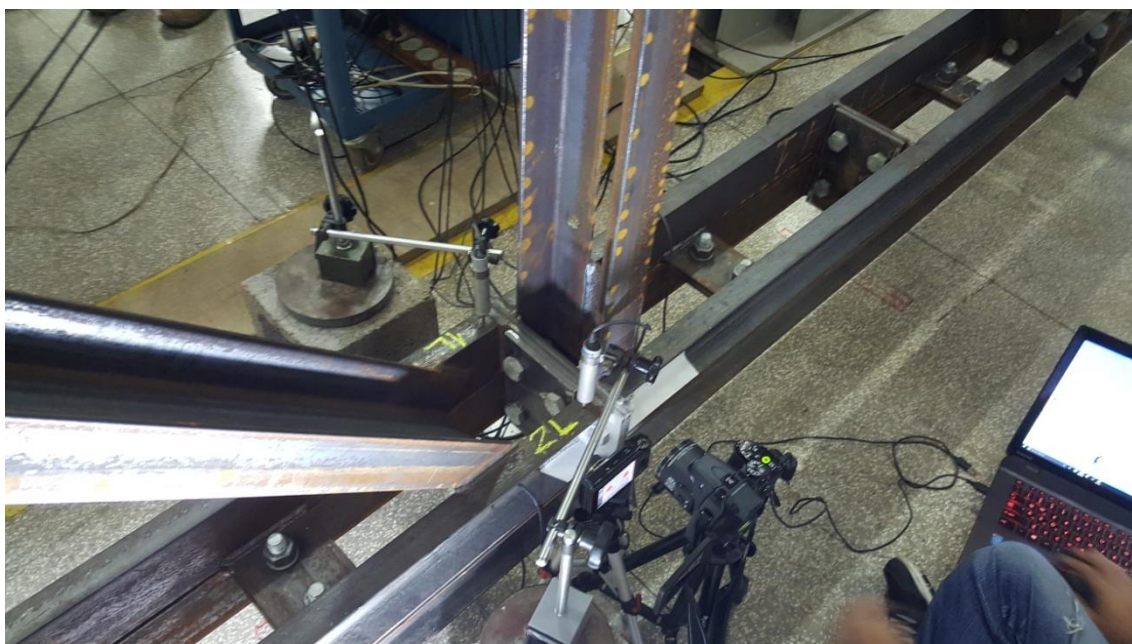
**Figura 87**-Extensômetros localizados no montante externo.



Fonte: Dados do próprio autor.



**Figura 88**-Aparelho para leitura do deslocamento do ponto central (LVDT).



Fonte: Dados do próprio autor.

Os extensômetros foram enumerados de 1C a 8C e de 1E a 4E, sendo que os extensômetros 1C, 2C, 3C e 4C foram instalados no banzo inferior da treliça, com o 1C instalado na parte frontal do banzo inferior e 2C na parte posterior do banzo inferior; 3C na parte frontal da barra de reforço e 4C na parte posterior da barra de reforço, Figura 89.

Os extensômetros 5C, 6C, 7C, 8C foram instalados no banzo superior da treliça, sendo 5C na parte frontal e 6C na parte posterior da barra do banzo superior e 7C na parte frontal e 8C na parte posterior da barra de reforço, Figura 90.

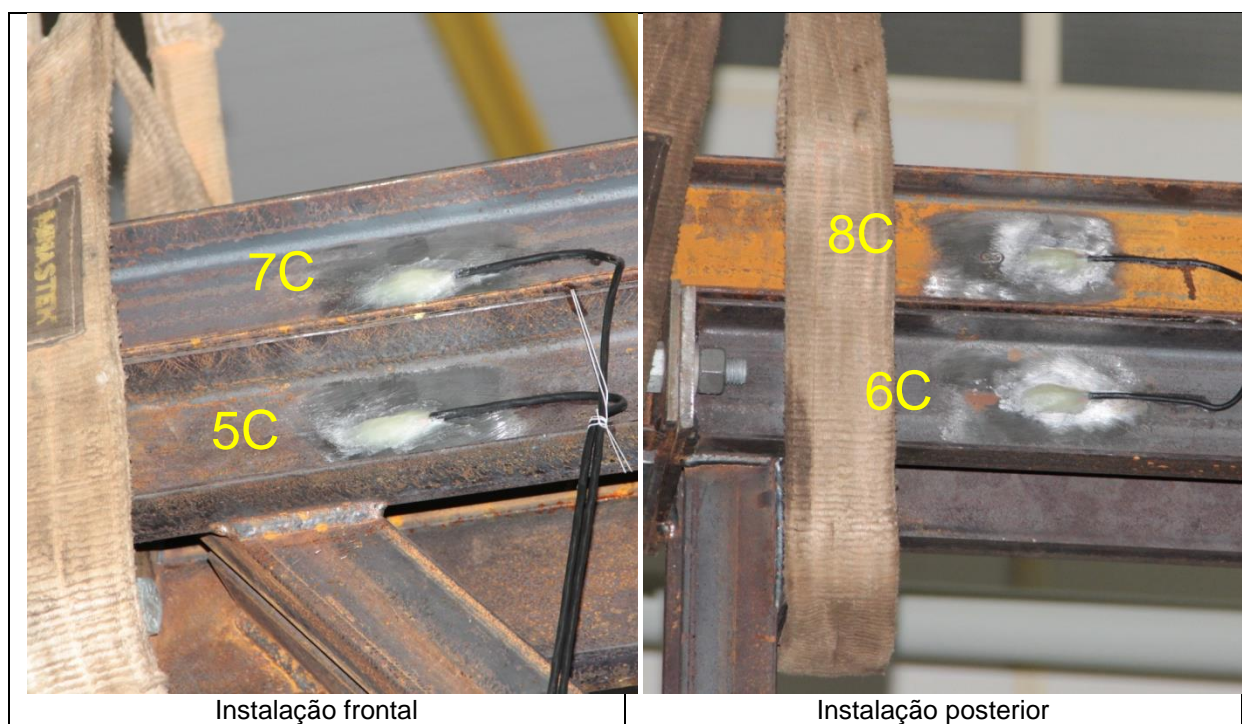
Os extensômetros 1E, 2E, 3E, 4E foram instalados nos montantes de apoio da treliça, sendo 1E na parte frontal e 2E na parte posterior do lado direito, Figura 91. E 3E na parte frontal e 4E na parte posterior do lado esquerdo, Figura 92. Um resumo da instalação frontal e posterior dos extensômetros está apresentado nas Figuras 93 e 94, respectivamente.

**Figura 89**-Instalação dos extensômetros no banzo inferior.



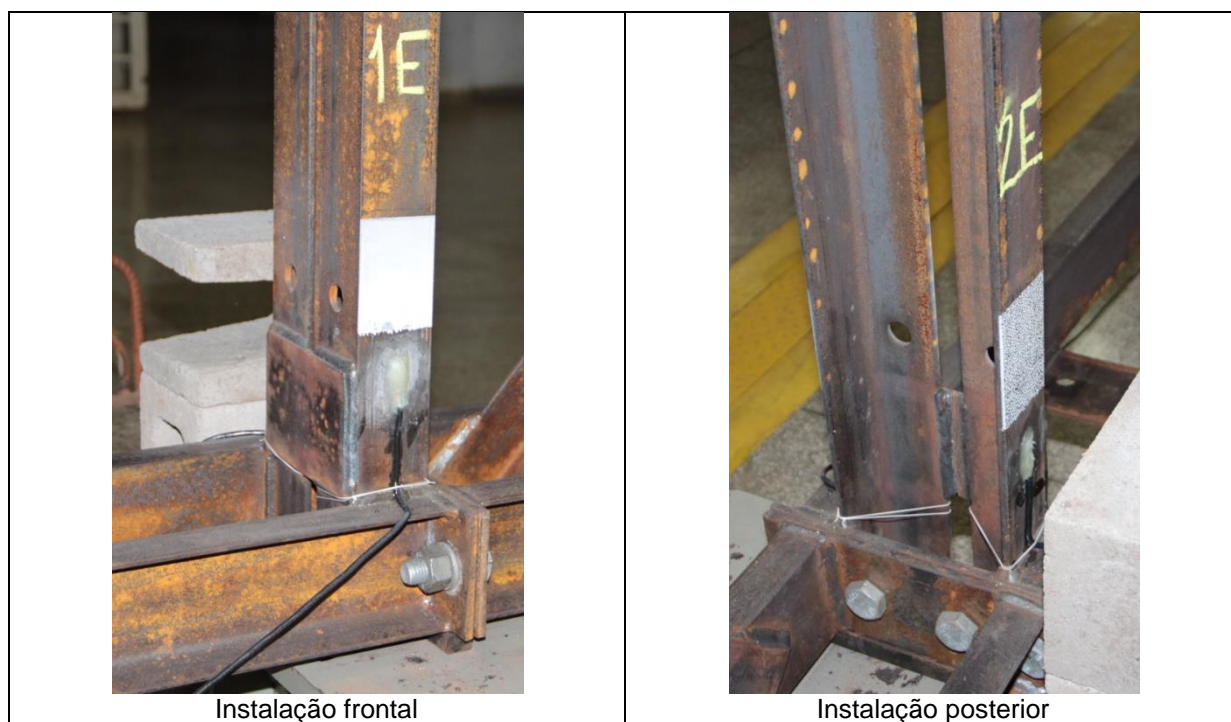
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 90**-Instalação dos extensômetros no banzo superior.



Fonte: Dados do próprio autor.

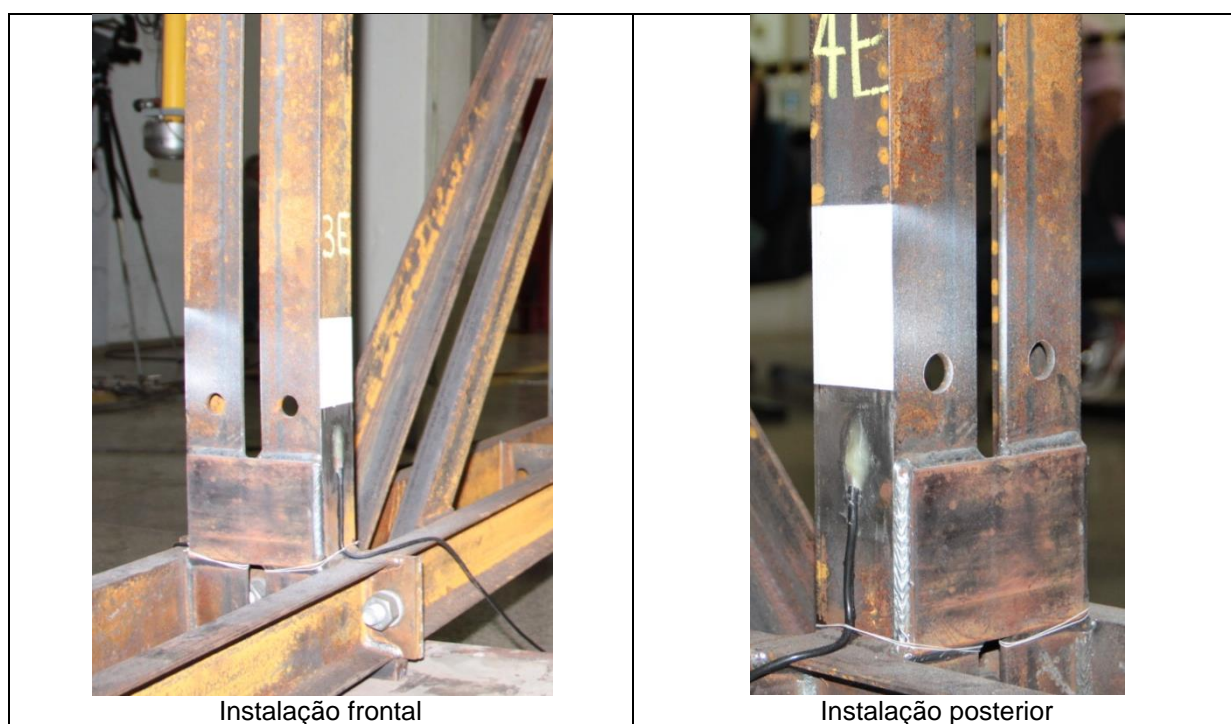
**Figura 91**-Instalação dos extensômetros no montante do apoio direito.



Fonte: Dados do próprio autor.

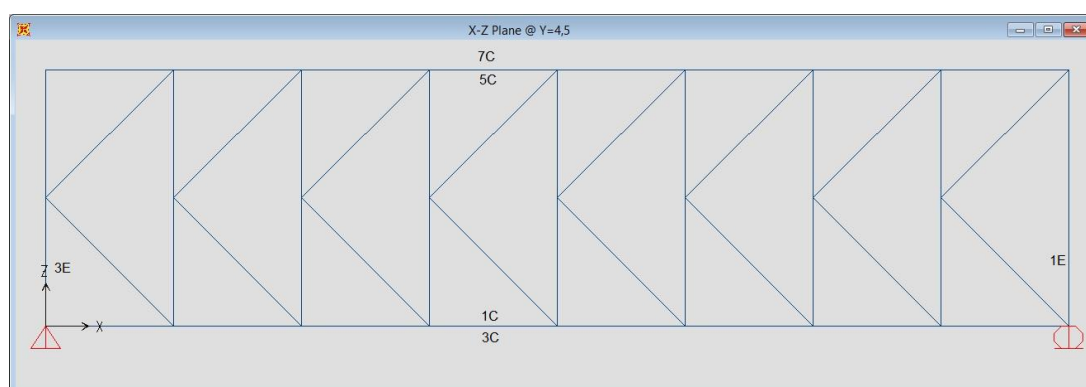


**Figura 92-**Instalação dos extensômetros no montante do apoio esquerdo.



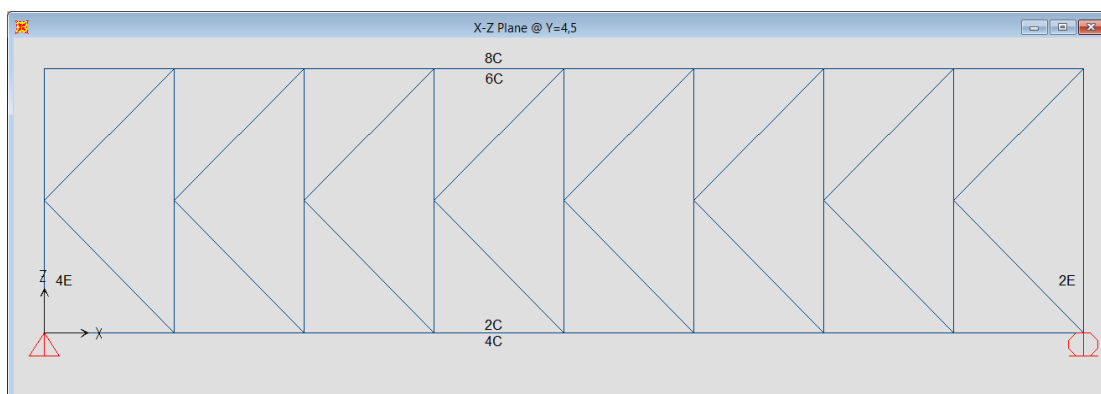
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 93-**Vista frontal da instalação dos extensômetros.



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 94-**Vista posterior da instalação dos extensômetros.





Fonte: Dados do próprio autor.

### 5.3. Aplicação da carga

O ensaio foi realizado em 3 etapas, inicialmente, a força aplicada foi de 120 kN, com uma velocidade de 2 kN/s, com posterior descarregamento. Então, carregou-se novamente a estrutura, com uma velocidade de 2 kN/s, até o valor de 240 kN, com posterior descarregamento. Na terceira e última etapa, a força aplicada foi de 330 kN, com uma velocidade de 5 kN/s, ocorrendo a flambagem da diagonal próxima do apoio, com um deslocamento vertical do centro da viga treliçada na ordem de 26 mm.

### 5.4. Reanálise da estrutura

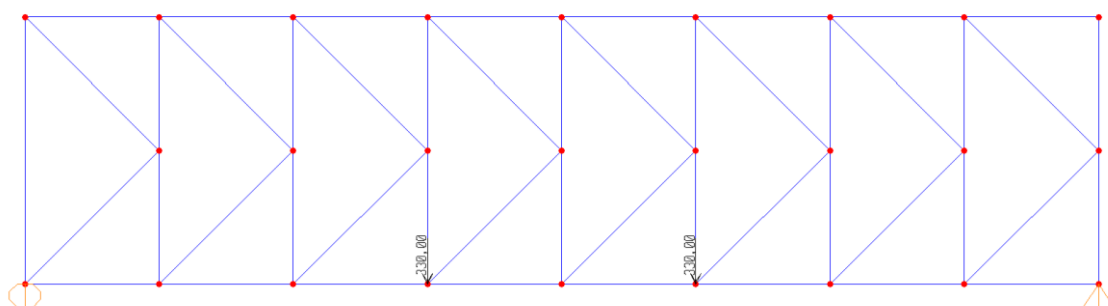
Devido à flambagem ocorrida, Figura 95, foi feita uma reanálise da estrutura para averiguar o valor da resistência da diagonal de apoio. Dessa forma, foi utilizado o programa SAP2000® para a simulação das cargas aplicadas, Figura 96, e, conseqüentemente, o levantamento das forças em cada elemento da treliça, Figura 97 e 98.

**Figura 95**-Flambagem diagonal de apoio.



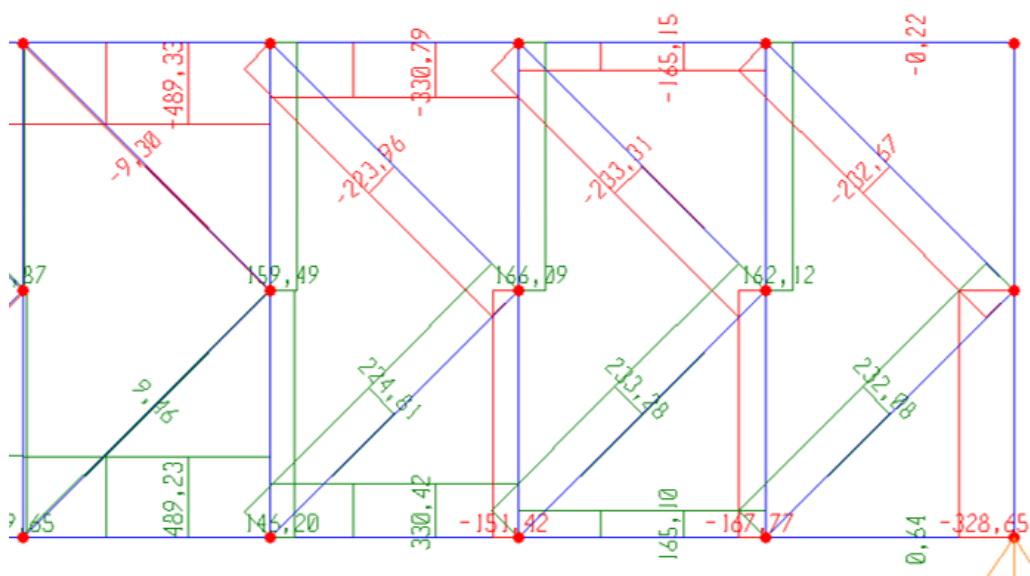
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 96-**Aplicação das forças de 330 kN



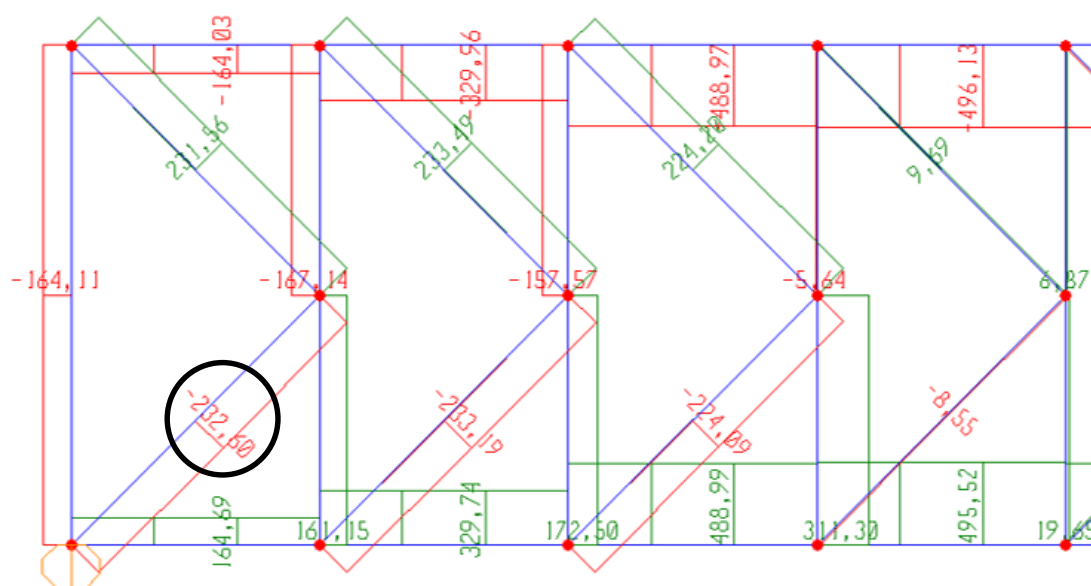
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 97-**Tensões normais devido aplicação da força (lado direito).



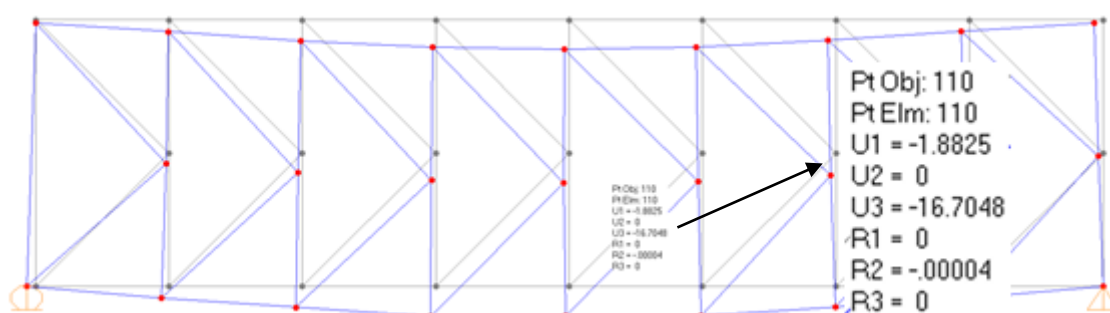
Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 98-**Tensões normais devido aplicação da força (lado esquerdo).



Fonte: Dados do próprio autor.

**Figura 99-**Deslocamento no ponto central.



Fonte: Dados do próprio autor.

De acordo com a Figura 98, a força axial solicitante de compressão é de - 232,6 kN e 232,6 kN, de tração. O deslocamento no meio do vão da treliça é de 16,7 mm, Figura 99.

#### 5.4.1. Resistência de cálculo

Diante disso, foi comparado o valor da força axial de compressão solicitante de cálculo com a força axial de compressão resistente de cálculo para a seção da diagonal.

A diagonal que flambou é a barra 127, da Tabela 4, que apresenta uma resistência à compressão de 188,47 kN. No entanto, ela foi solicitada por uma força de 232,6 kN. Dessa forma, já se esperava que a flambagem ocorresse.

Para o dimensionamento das diagonais, as mesmas foram consideradas bi rotuladas; no entanto, de acordo com a deformada da estrutura demonstrada pelo ensaio, tal situação não ocorre na realidade.

Dessa forma, estão apresentados abaixo o cálculo mais detalhado da barra para a situação de dimensionamento e o cálculo da diagonal para a situação real, considerando a deformada da barra.

#### 5.4.1.1. Dimensionamento da diagonal bi rotulada

A diagonal possui a seção transversal duplo cantoneira laminada opostas pelas mesas. Levando-se em consideração que a barra está sendo considerada como bi rotulada, tem-se que os coeficientes de flambagem das barras, em x e em y, são iguais a 1, e, assim sendo, os valores de comprimento de flambagem serão iguais ao comprimento da barra, que é de 212 cm.

##### 5.4.1.1.1. Cálculo da tração

$C_t = 0,75$	Coeficiente de redução da área líquida
$A_n = 15,49 \text{ cm}^2$	Área líquida da seção transversal
$N_{trd1} = C_t A_n f_y = 387,34 \text{ kN}$	Resistência de escoamento
$N_{trd2} = C_t A_n f_u = 464,82 \text{ kN}$	Resistência à ruptura
$N_{trd} = 387,34 \text{ kN}$	Força normal resistente de cálculo à tração
$\frac{\text{Solicitante}}{\text{Resistente}} = \frac{N_{tsd}}{N_{trd}} = 0,62 < 1,00 \quad \text{OK!}$	

##### 5.4.1.1.2. Cálculo da compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = 259,36 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = 2448,58 \text{ kN}$$

$N_e = 259,36 \text{ kN}$  Força axial de flambagem elástica

$Q = 1,0$  Fator de redução associado à instabilidade local

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_Y}{N_e}} = 1,22$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,53$$

$N_{c,Rd} = \chi \cdot Q \cdot A \cdot f_Y = 207,35 \text{ kN}$  Força normal resistente de cálculo à compressão

$$\frac{\text{Solicitante}}{\text{Resistente}} = \frac{N_{tsd}}{N_{trd}} = 1,11 > 1,00 \text{ NÃO OK!}$$

#### 5.4.1.2. Dimensionamento da diagonal para a situação real

No ensaio, a deformada demonstrou que a barra não está bi rotulada e que possui diferentes tipos de vinculações de acordo com o plano. No caso em que a flambagem ocorre no plano da estrutura, as duas extremidades da barra estão engastadas. No caso em que a flambagem ocorre fora do plano da estrutura, a barra possui uma extremidade engastada e a outra apoiada.

Assim sendo os coeficientes de flambagem das barras serão diferentes para cada plano de flambagem, sendo que  $K_x = 0,5$  e  $K_y = 0,7$ .

##### 5.4.1.2.1. Cálculo da tração

O valor resistente da força axial de tração de cálculo será a mesma que para a situação biapoiada, visto que o cálculo da resistência a tração não envolve a vinculação da barra, apenas o cálculo da resistência à compressão.

##### 5.4.1.2.2. Cálculo da compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = 1037,43 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = 4997,11 \text{ kN}$$

$N_e = 1037,43 \text{ kN}$  Força axial de flambagem elástica

$$Q = 1,0$$

Fator de redução associado à instabilidade local

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_Y}{N_e}} = 0,83$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,908$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_Y}{\gamma_{a1}} = 263,4 \text{ kN} \text{ Força normal resistente de cálculo à compressão}$$

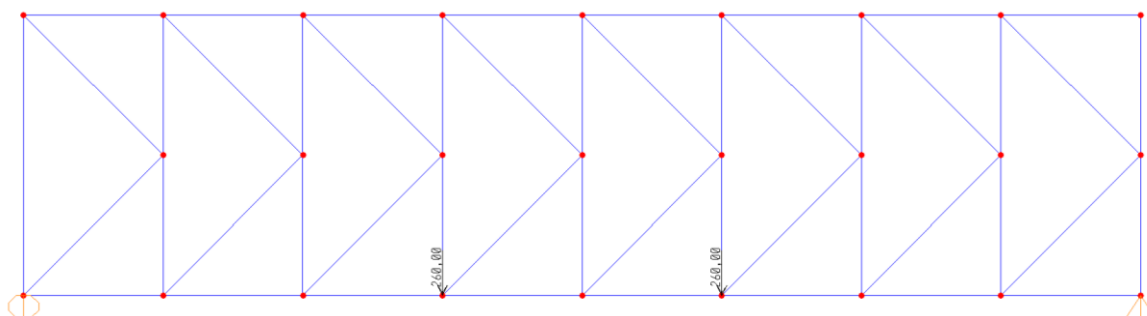
$$\frac{\text{Solicitante}}{\text{Resistente}} = \frac{N_{tsd}}{N_{trd}} = 0,88 < 1,00 \text{ OK!}$$

Diante da situação apresentada, observa-se que a consideração para a situação de engastamento perfeito em uma das extremidades não pode ser realizada, uma vez que a força resistente à compressão foi maior que o valor obtido no ensaio. E assim, não deveria ter ocorrido a flambagem dessa barra.

#### 5.4.2. Situação para a máxima resistência à compressão da diagonal 188,47 kN

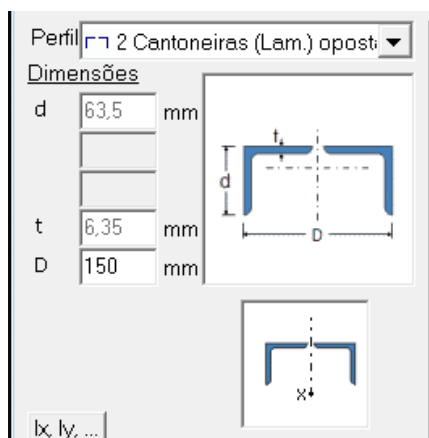
Efetuuou-se uma verificação para qual valor de força deveria ser aplicada na viga treliçada a fim que a diagonal fosse solicitada axialmente com uma força igual a sua resistência à compressão. O valor obtido foi de 260 kN e apresentado o esquema estático na Figura 100. Dessa forma, obteve-se para a diagonal um valor de compressão igual a 187,5 kN, Figura 101 e um deslocamento no ponto central da treliça de 13,2 mm, Figura 102.

**Figura 100**-Esquema estático de aplicação das forças 260 kN.



Fonte: Dados do próprio autor.

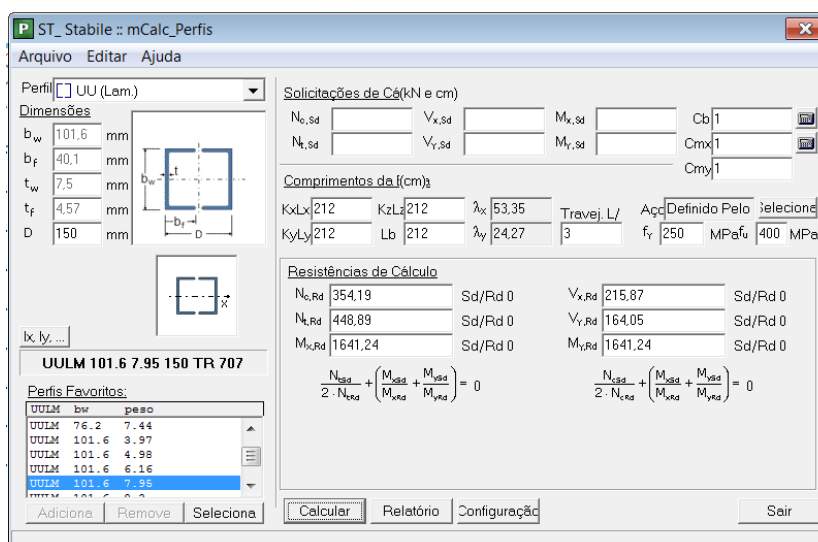


**Figura 103**-Seção transversal da diagonal.

Fonte: Dados do próprio autor.

A sua resistência à compressão, tomando-se o valor entre os pontos nodais da geometria unifilar de comprimento igual a 212,13 cm é igual a 185,5 kN. Na geometria real da treliça em formato de K, o comprimento da diagonal corresponde a 192,6 cm, cuja resistência a compressão é igual a 20,9 toneladas-força ou 209 kN, valor esse bem próximo da força de solicitação igual a 232,6 kN.

Dessa forma, foi feito o redimensionamento da seção transversal, utilizando perfis duplos Ulam 4"x7,95, conforme Figura 104 que possuem resistência à compressão igual a 354 kN.

**Figura 104**-Nova seção transversal da diagonal de extremidade.

Fonte: Dados do próprio autor.



#### 5.4.3.1. Cálculo da compressão

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = 898,18 \text{ kN}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = 6768,49 \text{ kN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[ \frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G \cdot J \right] = 814,75 \text{ kN}$$

$$N_e = 814,75 \text{ kN} \quad \text{Força axial de flambagem elástica}$$

$$Q = 1,0 \quad \text{Fator de redução associado à instabilidade local}$$

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A \cdot f_Y}{N_e}} = 0,79$$

$$\chi = 0,658 \lambda_0^2 = 0,77$$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A \cdot f_Y}{\gamma_{a1}} = 354,19 \text{ kN} \quad \text{Força normal resistente de cálculo à compressão}$$

$$\frac{\text{Solicitante}}{\text{Resistente}} = \frac{N_{tsd}}{N_{trd}} = 0,93 < 1,00 \quad \text{OK!}$$

Assim sendo, o perfil escolhido possui resistência à compressão maior do que a força de compressão solicitante.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

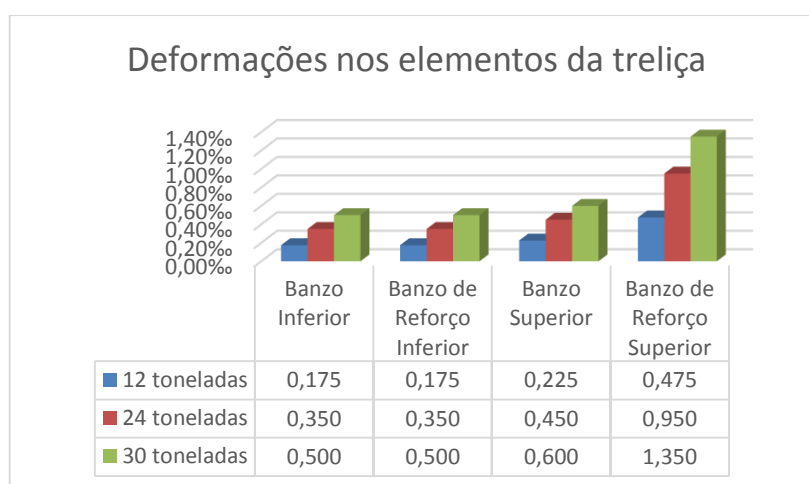
### 6.1. Análise Geral

Conforme citado anteriormente, o ensaio foi realizado em três etapas. Na primeira etapa, a estrutura foi carregada até 120 kN na segunda etapa, até 240 kN e a última etapa, até 330 kN, estagio no qual ocorreu a flambagem de uma das diagonais.

### 6.2. Deformações nos banzos e barras de reforço

Quanto às deformações ocorridas nos banzos superiores e inferiores, que estão comprimidos e tracionados, respectivamente, elas indicaram a mesma ordem de grandeza de acordo com a carga aplicada, ou seja, as deformações para a carga de 240 kN são iguais ao dobro das deformações para a carga de 120 kN. Nos banzos de reforço inferiores, as deformações são praticamente iguais as deformações do banzo inferior. No entanto, o mesmo não ocorre para os banzos de reforço superior, em que as deformações são próximas ao dobro das deformações do banzo superior, Figura 105.

**Figura 105-**Deformações dos banzos e das barras de reforço.



Fonte: Próprio autor.

### 6.3. Deformações nos montantes de apoio

Quanto as deformações ocorridas nos montantes de apoio nota-se uma variação da deformação do extensômetro EXT3E, instalado na parte frontal do montante do apoio esquerdo.

Também foi observado uma variação de aplicação das cargas no apoio direito e no apoio esquerdo, observa-se que os montantes do lado esquerdo (ext

3E/4E) tiveram uma aplicação de carga maior que os montantes do lado direito (ext 1E/2E) com relação as forças aplicadas dos respectivos atuadores.

Outro fato demonstrado pelas deformações foi que os montantes na região frontal (ext 1E/3E) tiveram uma aplicação de carga menor do que nas respectivas regiões posteriores. Isso indica algum desnivelamento dos apoios ou a treliça com uma pequena inclinação para a parte posterior.

#### **6.4. Forças nos elementos devido aos ensaios**

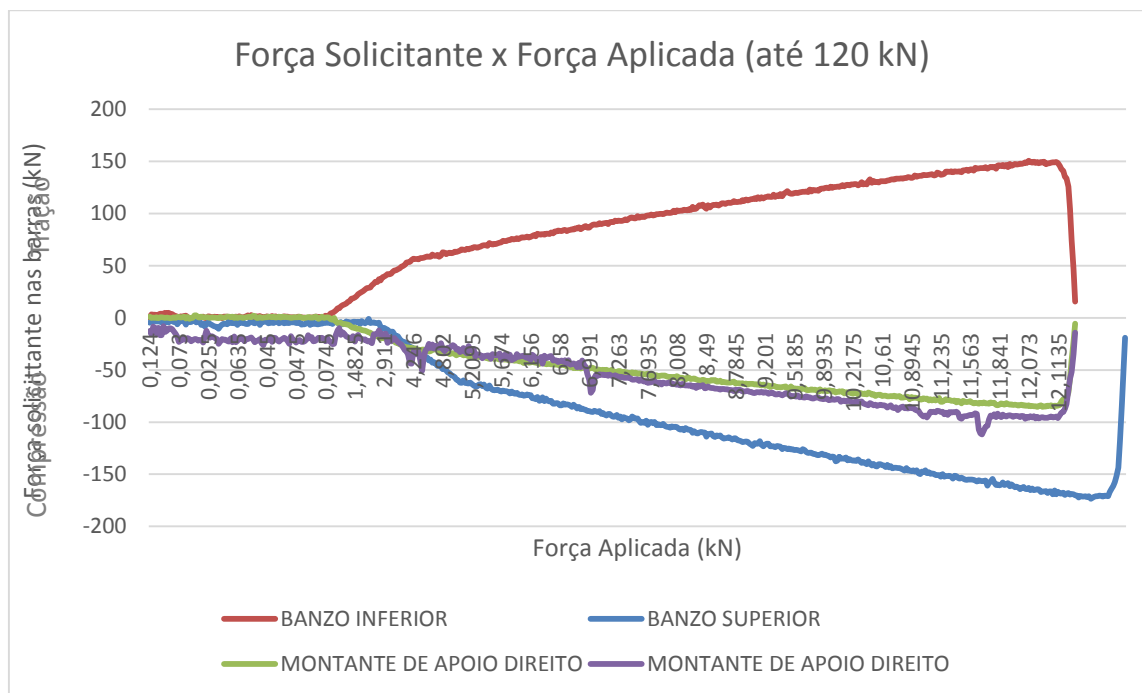
##### **6.4.1. Força nas barras**

Por meio das deformações medidas pelos extensômetros elétricos, obteve-se as tensões e conseqüentemente as forças nos banzos, nas barras de reforço em que os extensômetros estavam instalados.

Além das deformações nos banzos superiores e inferiores e as deformações em suas respectivas barras de reforço, foram medidas as deformações ocorridas nos montantes de apoio. Dessa forma, também se obteve as tensões e as forças nos montantes de apoio direito e esquerdo.

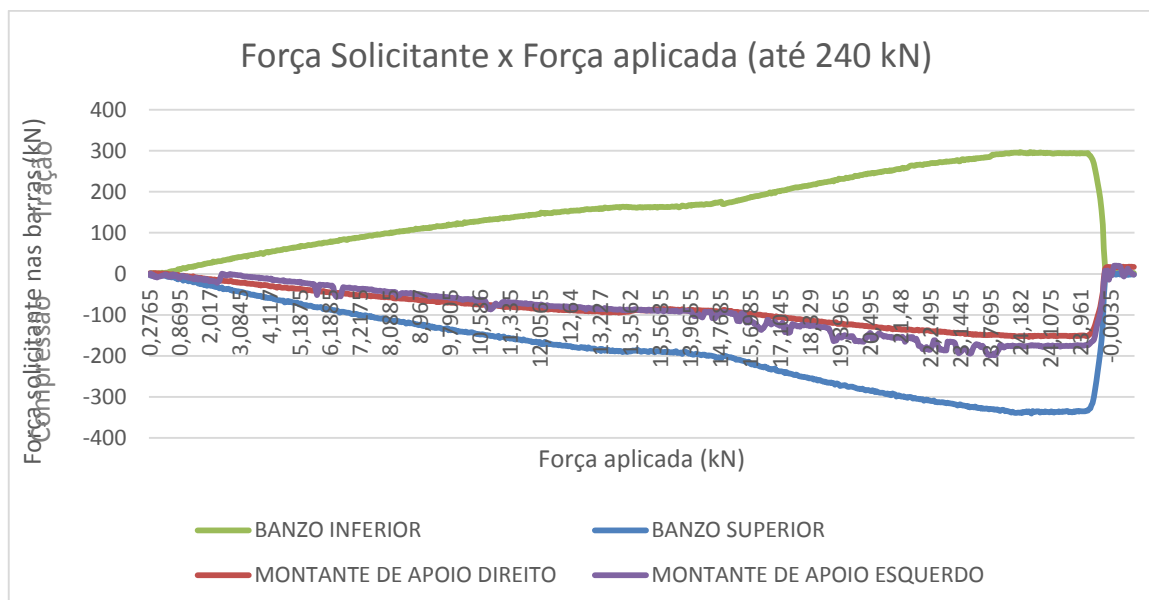
As relações entre a média das forças pontuais aplicadas pelos atuadores e as forças em cada barra são expressadas nas Figuras 106, 107 e 108.

**Figura 106**-Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 120 kN.



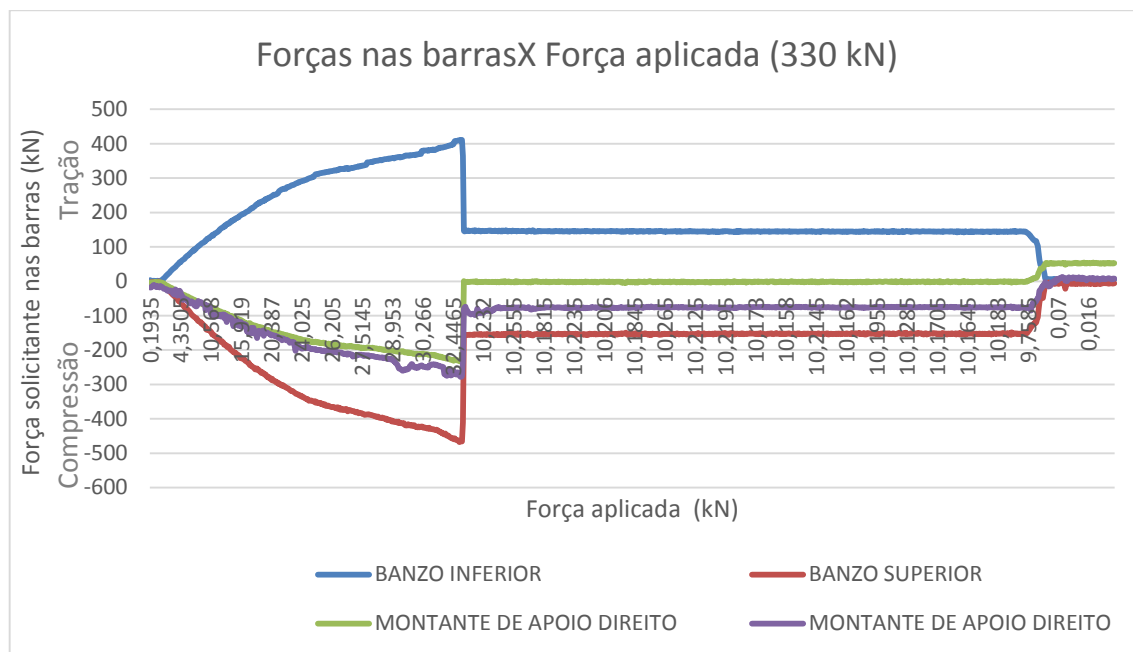
Fonte: Próprio autor.

**Figura 107**-Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 240 kN.



Fonte: Próprio autor.

**Figura 108-**Relação entre a força média aplicada pelos atuadores e a força recebida por cada elemento para a força máxima de 330 kN.



Fonte: Próprio autor.

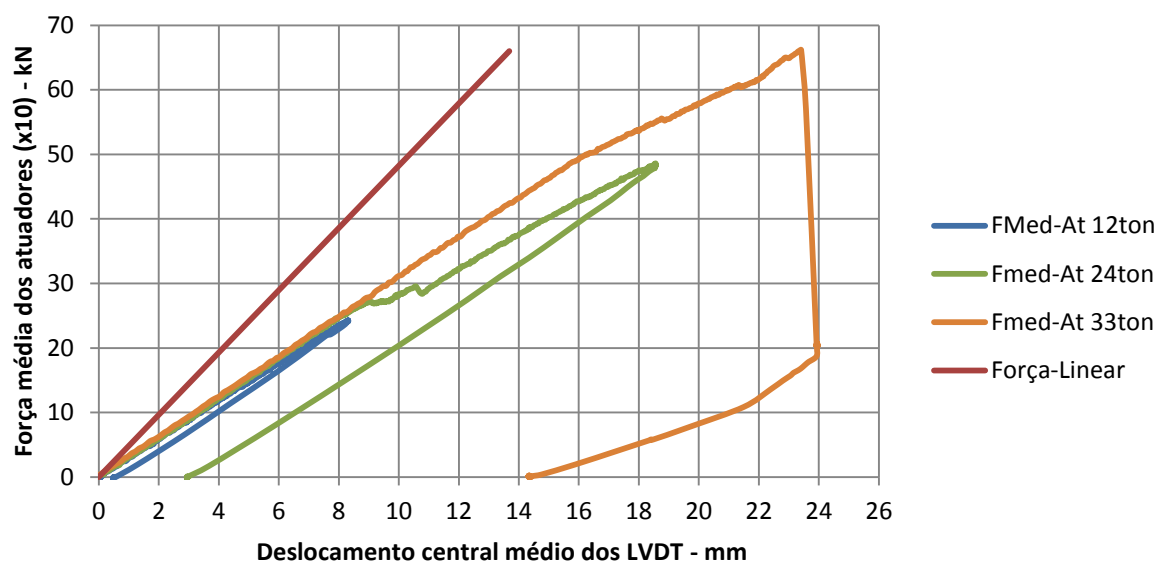
#### 6.4.2. Deslocamento médio do ponto central

Além das deformações nos banzos superiores e inferiores e as deformações em suas respectivas barras de reforço e montante, foi medida a deformação no ponto central da estrutura. Dessa forma, também se obteve a flecha da viga.

As relações entre as médias das forças pontuais aplicadas pelos atuadores e os deslocamentos do ponto central da viga são expressadas na Figura 109.

**Figura 109**-Relação entre a força e o deslocamento.

### FORÇA MÉDIA ATUADORES x DESLOCAMENTO MÉDIO



Fonte: Próprio autor.

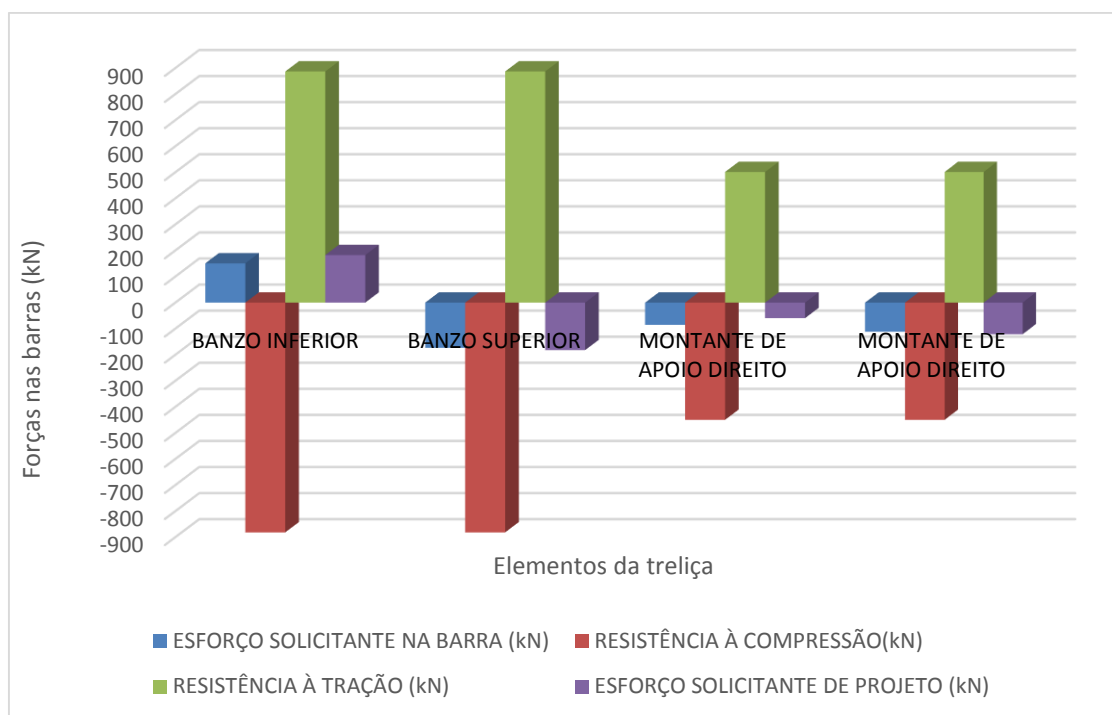
Observação: A força linear média x deslocamento médio representa o deslocamento simulado no programa SAP2000®.

## 7 COMPARATIVO DA ANÁLISE EXPERIMENTAL E ANÁLISE NUMÉRICA

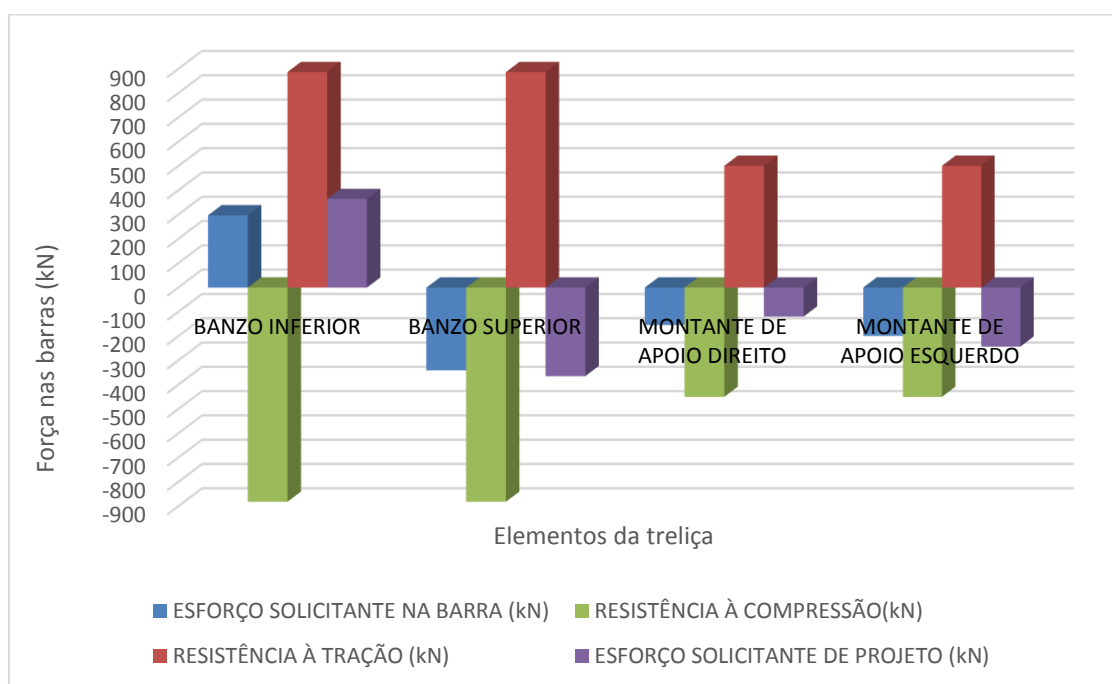
Diante dos ensaios obtidos pelas análises numérica e experimental, foram feitos gráficos comparativos entre os resultados obtidos pelas situações simuladas no SAP 2000 e os resultados obtidos em laboratório.

O resultado dos ensaios e simulações para as forças aplicadas de 120 kN, 240 kN e 330 kN estão ilustrados nas Figuras 110, 111 e 112.

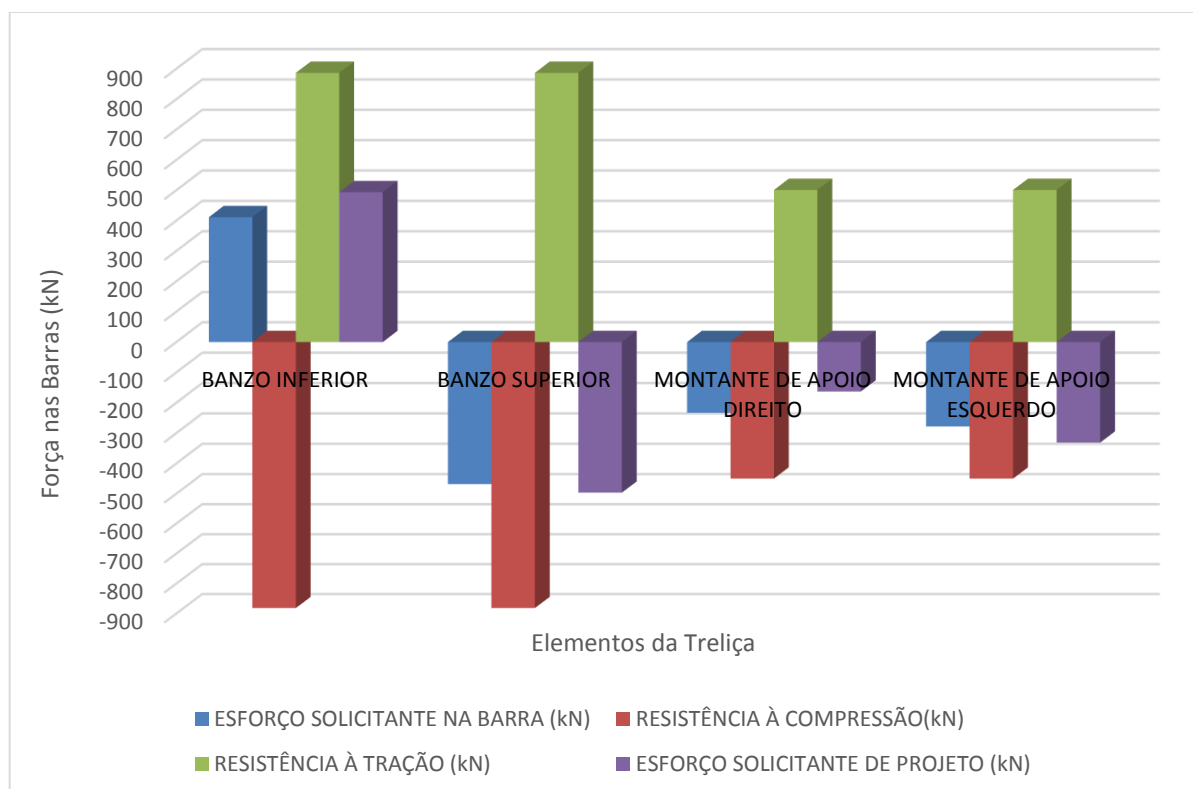
**Figura 110**-Gráfico comparativo para força de 120 kN.



Fonte: Próprio autor.

**Figura 111**-Gráfico comparativo para força de 240 kN.

Fonte: Próprio autor.

**Figura 112**-Gráfico comparativo para força de 330 kN.

Fonte: Próprio autor.



## 8 CONCLUSÕES

Quanto ao trabalho desenvolvido podemos concluir que a melhor disposição de diagonais e montantes é a treliça em “K”, conforme a Figura 29, visto que, essa disposição possui uma melhor distribuição dos esforços e consequentemente irá resultar em seções transversais de barras mais uniforme,

Dessa, os perfis a serem utilizados serão de mesmo padrão, o que é interessante para esse tipo de ponte, já que se trata de uma estrutura modular.

Além disso, pode-se notar que as seções transversais escolhidas são satisfatórias, lembrando que, na diagonal apresentou o fenômeno de flambagem porque a estrutura foi submetida a uma força maior para a qual foi dimensionada.

Quanto as deformações e deslocamentos, a estrutura apresentou um comportamento que já era esperado, visto que as deformações condizem com as forças que eram recebidas por cada barra. Além disso, observou-se também que houve uma distribuição uniforme nas barras da treliça cuja seção transversal é composta por dois elementos distintos com interação entre si. E o deslocamento do ponto central da estrutura é correspondente ao deslocamento estimado pelo simulação computacional no SAP2000®.

Além disso, a força recebida por cada barra corresponde a força que foi prevista para a mesma, por meio das linhas de influência, no início deste trabalho.

Ao analisar as Figuras 110, 111 e 112, podemos notar que o esforço solicitante em cada barra, é sempre inferior à sua resistência, seja ela de tração ou de compressão.

Dessa forma, conclui-se que a estrutura não atingiu aos estados limites últimos e de serviço e o seu comportamento foi satisfatório diante dos esforços a qual foi submetida.

## REFERÊNCIAS

ADRIANO, Kássio. **Incrível engenharia:** ponte Akashi-Kaikyo. [S. l.]: Blog da Engenharia, 2017. Disponível em: <<http://blogdaengenharia.com/engenharia-impressionante-2-ponte-akashi-kaikyo/>>. Acesso em: 14 jan. 2017.

ANDRADE, Paulo Alcides. **História do aço:** viaduto Santa Efigênia. 2016. Elaborada por Portal Metálica. Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/historia-do-aco-viaduto-santa-efigenia>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7188:** Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.4 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- ABNT. **NBR 7188:** Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 2013.18 p.

ÁVILA, Clara. **TOP 5: Pontes mais belas do mundo.** [S. l.]: Blog da Civil, 2015. Disponível em: <<https://blogdopetcivil.com/2015/03/02/top-5-pontes-belas/>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

BRITISH CONSTRUCTIONAL STEELWORK ASSOCIATION- BCSA. **BCSA Code of practice for erection of multi-storey buildings.** No 42/06. Londres: BCSA Publication, 2006

BLOG GIGANTES DO MUNDO. **As 10 maiores pontes suspensas do mundo.** [S. l.], 2017. Postado por Jair Prandi. Disponível em: <<http://gigantesdomundo.blogspot.com.br/2011/10/as-10-maiores-pontes-suspensas-do-mundo.html>>. Acesso em: 27 abr. 2017.

BLOG MAIS UMA ENGENHARIA. **Akashi Kaikyo:** a ponte suspensa mais longa do mundo. Disponível em: <<http://maisumaengenharia.blogspot.com/2016/03/akashi-kaikyo-ponte-suspensa-mais-longa.html>>. Acesso em: 14 jan. 2017.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA. **A evolução da construção em aço no Brasil**. 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em: 27 abr. 2017.

CONGRESSO BRASILEIRO DE CONSTRUÇÃO METÁLICA, 2012. **Considerações no projeto de estruturas metálicas para construção segura**. [S. l.]: Associação Brasileira de Construção Metálica, 2012. 14 p.

FONSECA, Dilson. Nos trilhos da vida: ferronorte e ponte rodoferroviária. **Correio de Corumbá**. Corumbá, 2016. Disponível em: <<http://www.correiodecorumba.com.br/index.php?s=noticia&id=22150>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

FERNANDEZ, Bianca Oliveira. **Sistemas de treliças modulares para pontes de madeira: uma boa alternativa para o estado do Pará**. 2010. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2010.

GERBO, Evan J. et al. New Bridge Forms Composed of Modular Bridge Panels. **Journal of Bridge Engineering**, Reston, v. 21, n. 4, p. 040150841-0401508412, abr. 2016.

KHAN, Mohiuddin Ali. **Accelerated bridge construction**. New York: Butterworth-heinemann, 2014.

LINK, Tourist. **Ponte Eads**. [S. l.: s. n.], 2016. Disponível em: <<http://www.touristlink.com.br/Estados-Unidos/eads-ponte/overview.html>>. Acesso em: 25 jul. 2016

LOURENÇO, Líbia da Costa; LOURENÇO, Mychael Vinícius da Costa; MENDER, Luiz Carlos. **Corrosão e outras patologias em pontes metálicas**. [S. l.]: Portal Metálica, 2016. Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/corrosao-e-outras-patologias-em-pontes-metalicas>>. Acesso em: 25 jul. 2016.

METÁLICA, Portal. **Adequação das Pontes da Rodovia SP - 595 ao Gabarito de Navegação da Hidrovia Tietê-Paraná**. [S. l.: s. n.], 2009. Disponível em: <[http://www.metalica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=1208](http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1208)>. Acesso em: 16 nov. 2009.

MIYACHI, Kazuhiro; NAKAMURA, Shunichi; MANDA, Akihiro. Progressive collapse analysis of steel truss bridges and evaluation of ductility. **Journal Of Constructional Steel Research**, London, v. 78, p.192-200, nov. 2012. Elsevier BV.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2012.06.015>.

MOURA, Éride. Passarela do aço: conheça as soluções estruturais da passarela Simone de Beauvoir, sobre o rio Sena, em Paris. **Techné**, dez. 2006. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/117/artigo285362-1.aspx>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

MOSLER, Axel M.. **Firth of Forth Bridge ( Railroad )**. 2007. Disponível em: <<http://www.panoramio.com/photo/1426768>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

PAULO, Estado de São Paulo Assembleia Legislativa do Estado de São. **Viaduto Santa Ifigênia**. 2008. Disponível em: <<http://www.al.sp.gov.br/noticia/?id=268936>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

PANORAMIO. **Ponte da Boa Vista**. 2016. Disponível em: <<http://www.panoramio.com/photo/39021020>>. Acesso em: 25 jul. 2016.

PPGEC UFRGS. **Tipos de Pontes Treliçadas**. Disponível em: <[http://www.ppgec.ufrgs.br/segovia/espaguete/papo\\_ptrelicadas.html](http://www.ppgec.ufrgs.br/segovia/espaguete/papo_ptrelicadas.html)>. Acesso em: 14 jan. 2017.

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Helio. Pontes e Viadutos em vigas mistas. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia, Centro Brasileiro da Construção em aço 2007. 138 p.

PORTAL METÁLICA. **Ponte de Baía de Sydney**. 2016. Disponível em: <[http://www.metalica.com.br/pg\\_dinamica/bin/pg\\_dinamica.php?id\\_pag=1183](http://www.metalica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1183)>. Acesso em: 13 jan. 2017.

PORTAL METÁLICA. **Ponte Helix: dupla estrutura de aço inoxidável em formato helicoidal**. 2016. Disponível em: <<http://wwwo.metalica.com.br/ponte-helix-dupla-estrutura-de-aco-inoxidavel-em-formato-helicoidal>>. Acesso em: 30 jul. 2016.

PORTAL METÁLICA. **Marc Mimram: Ponte Feng Hua na China**. 2016. Disponível em: <<http://wwwo.metalica.com.br/marc-mimram-ponte-feng-hua-china>>. Acesso em: 28 jul. 2016.

PORTAL METÁLICA. **Histórico da Estrutura Metálica**. 2017. Elaborada por Escritório Técnico Carlos Freire. Disponível em: <<http://wwwo.metalica.com.br/historico-da-estrutura-metalica>>. Acesso em: 27 abr. 2017.

ROOVER, C. de et al. Modular pedestrian bridge with concrete deck and IPC truss girder. **Engineering Structures**, [s.l.], v. 25, n. 4, p.449-459, mar. 2003. Elsevier BV. [http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296\(02\)00185-2](http://dx.doi.org/10.1016/s0141-0296(02)00185-2).

SITE OFICIAL GOLDEN GATE,. **História do projeto e da construção da ponte: a ponte com as torres mais altas do mundo**. 2017. Disponível em: <[http://goldengate.org/\\_hhd.php?\\_url=http://goldengate.org/exhibits/portuguese/exhibitarea4\\_5.php](http://goldengate.org/_hhd.php?_url=http://goldengate.org/exhibits/portuguese/exhibitarea4_5.php)>. Acesso em: 14 jan. 2017.

SITE OFICIAL IRON BRIDGE. **Iron bridge**. Disponível em: <<http://www.ironbridge.org.uk/our-attractions/the-iron-bridge-and-tollhouse/>>. Acesso em: 13 jan. 2017.

WIKIPEDIA. **Golden Gate Bridge**. 2017. Disponível em: <[https://en.wikipedia.org/wiki/Golden\\_Gate\\_Bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Golden_Gate_Bridge)>. Acesso em: 14 jan. 2017.

YANG, Hua et al. Wind suction effect on long-span stiffened steel truss bridges during erection. *Journal Of Constructional Steel Research*, v. 71, p.38-51, abr. 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2011.10.030>.

ZAWIDZKI, Machi; NISHINARI, Katsuhiro. Modular Truss-Z system for self-supporting skeletal free-form pedestrian networks. **Advances In Engineering Software**, [s.l.], v. 47, n. 1, p.147-159, maio 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2011.12.012>.

ZAWIDZKI, Machi. Retrofitting of pedestrian overpass by Truss-Z modular systems using graph-theory approach. **Advances In Engineering Software**, [s.l.], v. 81, p.41-49, mar. 2015. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.advengsoft.2014.11.004>.