

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ  
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

FABIOLA DO CARMO BUFARAH  
RICARDO MAGNO PRIESTER

**PROJETO DE PASSARELA PARA PEDESTRES  
UTILIZANDO PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CURITIBA  
2015

FABIOLA DO CARMO BUFARAH  
RICARDO MAGNO PRIESTER

**PROJETO DE PASSARELA PARA PEDESTRES  
UTILIZANDO PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO**

Trabalho de conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Diplomação, do Curso Superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – DACOC – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel.

Orientadora: Profa. Erica Fernanda Aiko Kimura

CURITIBA

2015

## **FOLHA DE APROVAÇÃO**

### **PROJETO DE PASSARELA PARA PEDESTRES UTILIZANDO PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO**

Por

**FABIOLA DO CARMO BUFARAH  
RICARDO MAGNO PRIESTER**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia de Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, defendido e aprovado em 01 de dezembro de 2015, pela seguinte banca de avaliação:

---

Profa. Orientador – Erica Fernanda Aiko Kimura, Dra.  
UTFPR

---

Profa. Renata Sá Brito Stramandinoli, Dra.  
UTFPR

---

Prof. José Manoel Caron, Mestre.  
UTFPR

## AGRADECIMENTOS

Agradecemos aos nossos pais e família, que com muito carinho e apoio, acreditaram em nós e não mediram esforços para que chegássemos até esta etapa de nossas vidas.

Aos nossos companheiros com quem compartilhamos nossas vidas, que com todo o amor souberam ter paciência e estar ao nosso lado até nos momentos de maior correria, com vocês, as pausas entre um parágrafo e outro foram as mais agradáveis que poderiam ser.

Aos amigos e colegas, pelo incentivo e apoios constantes, fazendo com que esta vida valesse cada vez mais a pena.

Ao Curso de Engenharia Civil por minha formação acadêmica, e às pessoas com quem convivi nesses espaços ao longo desses anos.

À professora Erica pela paciência, orientação e incentivo que tornaram possível a conclusão desta monografia.

Agradecemos também a Deus pois sem ele não teríamos forças para essa longa jornada.

## RESUMO

BUFARAH, F. C.; PRIESTER, R. M. Projeto de passarela para pedestres utilizando perfis de aço formado a frio. 2015. 73 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Curso de Engenharia de Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2015.

O desenvolvimento desse trabalho de diplomação tem como produto um projeto estrutural de uma passarela para pedestres, no qual será aplicado o perfil aço formado a frio para o dimensionamento da estrutura. Inicialmente, definiu-se as soluções de projeto, bem como as características dos materiais utilizados e as dimensões básicas para o entendimento da estrutura. Posteriormente, adotou-se o sistema estrutural mais adequado para a superestrutura e para a mesoestrutura. Em seguida, passou-se para a memória de cálculo da estrutura, na qual definiu-se as cargas atuantes sobre o tabuleiro, para que, a seguir, pode-se analisar a estrutura, obtendo-se, assim, os esforços de tração e compressão. A partir desses esforços de cálculo dimensionou-se os perfis mais adequados para suportar os esforços à que os diversos elementos da superestrutura estarão sujeitos. Em seguida realizam-se as verificações de segurança de acordo com as normas cabíveis. Por fim são expostas as conclusões atingidas com base na análise dos resultados obtidos.

**Palavras-chave:** Passarela. Perfil de Aço Formado a Frio. Projeto Estrutural.

## ABSTRACT

BUFARAH, F. C.; PRIESTER, R. M. Project for pedestrian bridge using cold-formed steel. 2015. 73 f. Course Conclusion Paper – Course of Civil Engineering, Federal Technological University of Paraná. Curitiba, 2015.

The development of this diploma work aims to the production of a structural design of a pedestrian bridge, in which will be applied the cold-formed steel profile for the dimensioning of the structure. Initially, the project solutions were set, as well as the features of the materials used and the basic dimensions for understanding the structure. After this, there was adopted the most adequate structural system to the superstructure and the mesostructure. Thereafter it was passed to the structure's calculus sheet, in which is defined the loads acting on the board, so that, hereinafter, one can analyze the structure, thus obtaining the compression and traction loads. From these calculation loads, the most adequate profiles were dimensioned to resisting the loads that the several elements of the superstructure will be subjected to. Thereafter there are performed the safety checks according to the applicable standards. Lastly the conclusions reached based on the analysis of the results obtained are exposed.

**Key words:** Pedestrian Bridge. Cold-Formed Steel. Structural Project.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Processo de fabricação de um perfil formado a frio .....	17
Figura 2 - Processo de perfilação em um perfil do tipo Z .....	18
Figura 3 - Diagrama tensão - deformação.....	19
Figura 4 - Método offset para determinação da tensão de escoamento. ....	20
Figura 5 - Método da deformação total arbitraria para determinação da tensão de escoamento.....	20
Figura 6 – Comparação do diagrama tensão-deformação para perfis com ou sem tensões residuais. ....	21
Figura 7 – Elementos constituinte das pontes, adotada neste trabalho .....	24
Figura 8 - Peças que compõem uma treliça .....	26
Figura 9 – Seção transversal no eixo X-Y na cota de 0m no eixo Z.....	33
Figura 10 - Seção transversal no eixo X-Y na cota de 3m no eixo Z.....	33
Figura 11 Seção transversal no eixo X-Z na cota de 0m no eixo Y.....	34
Figura 12 Seção transversal no eixo X-Z na cota de 3m no eixo Y.....	34
Figura 13 - Seção transversal no eixo Y-Z na cota de 0m no eixo X.....	34
Figura 14 – Croqui de locação da passarela .....	35
Figura 15 - Posicionamento da carga devido aos pedestres.....	38
Figura 16 - Posicionamento da carga excepcional.....	39
Figura 17 – Coeficiente de arrasto para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados. ....	40
Figura 18 – Posicionamento da carga vento .....	41
Figura 19 – Deslocamento máximos .....	44
Figura 20 - Fluxograma do dimensionamento devido ao esforço de tração.....	45
Figura 21 - Fluxograma do dimensionamento do esforço a compressão – flambagem por flexão, torção ou flexo-torção .....	47
Figura 22 - Nomenclatura eixo X-Z .....	49
Figura 23 - Nomenclatura eixo x-y .....	50
Figura 24 – Propriedades da seção transversal do banzo (2U125x75x3,35).....	51
Figura 25- Diagrama de forças axiais dos banzos para a combinação 1, na cota 3 m do eixo y.....	53

Figura 26 - Propriedades da seção transversal da diagonal (2L12,5x4,75) .....	54
Figura 27 - Diagramas de forças axiais das diagonais para a combinação 1, na cota 3m do eixo y. ....	56
Figura 28 - Propriedades da seção transversal do montante (2L12,5x4,75) .....	57
Figura 29 - Diagrama de forças axiais dos montantes para combinação 1 .....	59
Figura 30 - Propriedades da seção transversal da longarina (2L80x80x3) .....	59
Figura 31 - Diagrama de esforços axiais das longarinas para a combinação 1, na cota 0m do eixo z. ....	61
Figura 32 - Propriedades da seção transversal da transversina (2U150x50x2,25) ...	62
Figura 33 - Diagrama de esforços axiais das transversinas para a combinação 1, na cota 0m do eixo z. ....	64
Figura 34 - Diagrama de deformações na estrutura – modo de vibração com a maior frequência modal da estrutura.....	66
Figura 35 - Diagrama de deformações na estrutura – modo de vibração com a menor frequência modal da estrutura.....	67



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas de frequências de riscos: verificação para frequência vertical .....	29
Tabela 2 - Faixas de frequências de riscos: verificação para frequência horizontal..	30
Tabela 3 - Deslocamentos Máximos .....	65

## LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBCA	Centro Brasileiro da Construção em Aço
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DIN	Deutsche Industrie Normen
NBR	Norma Brasileira
SÉTRA	Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná
UFPR	Universidade Federal do Paraná

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	12
1.1	Objetivo Geral .....	13
1.2	Objetivos Específicos .....	14
1.3	Justificativa.....	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1	Perfis formados a frio .....	16
2.1.1	Trabalho a frio.....	17
2.1.2	Propriedades Mecânicas .....	18
2.1.3	Tensões Residuais .....	21
2.2	Passarelas .....	22
2.2.1	Histórico construtivo .....	22
2.2.2	Passarelas para pedestres .....	22
2.3	Elementos de Projeto .....	23
2.3.1	Infraestrutura .....	24
2.3.2	Mesoestrutura.....	24
2.3.3	Superestrutura.....	25
2.4	Sistema estrutural .....	25
2.4.1	Treliças .....	25
2.5	Ações de projeto .....	26
2.5.1	Ações permanentes.....	27
2.5.2	Ações variáveis.....	27
2.5.3	Ações excepcionais .....	27
2.5.4	Ação do vento.....	28
2.6	Vibrações .....	28
2.6.1	Recomendações normativas: faixas de risco .....	29
2.6.2	Recomendações normativas: critérios de conforto.....	30
2.7	Acessibilidade .....	31
2.8	Dimensionamento.....	32

3	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO .....	33
3.1	Sistema da estrutural .....	33
3.2	Geometria da estrutura .....	33
3.3	Limitações de projeto .....	35
3.3.1	Análise topográfica .....	35
3.3.2	Ligações .....	36
3.3.3	Aço estrutural considerado .....	36
3.4	Normas pertinentes .....	36
4	DESENVOLVIMENTO .....	37
4.1	Ações Consideradas .....	37
4.1.1	Ação permanente .....	37
4.1.2	Ações variáveis.....	37
4.2	Combinação das ações.....	41
4.3	Deslocamentos máximos .....	43
4.4	Frequência Natural.....	44
4.5	Fluxogramas .....	45
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	49
5.1	Carregamentos .....	49
5.2	Dimensões dos Elementos.....	49
5.2.1	Banzos inferiores e superiores .....	50
5.2.2	Diagonais.....	54
5.2.3	Montantes.....	56
5.2.4	Longarinas.....	59
5.2.5	Transversinas .....	62
5.2.6	Redundantes .....	65
5.3	Deslocamentos Máximos .....	65
5.4	Frequência Natural.....	66
6	CONCLUSÕES .....	68
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	69

## 1 INTRODUÇÃO

O setor de construção civil no Brasil, atualmente, tem como principal característica sua predominância artesanal, com grande geração de desperdício, tornando-se assim, pouco produtiva. Todavia, o mercado de construção atual tem mostrado grande interesse em aprimorar-se na adoção de novas tecnologias, processos e materiais. Desta forma o uso do aço na construção civil vem surgindo como uma das alternativas para mudar o cenário do setor.

O aço pode ser considerado a mais importante e versátil das ligas metálicas para a construção civil. As características como resistência e ligações moleculares uniformes permitem que as barras estruturais tenham seções transversais esbeltas e de diversas geometrias, o que, conseqüentemente resulta em construções leves se comparada a edificações de concreto. Em função da necessidade contínua da adequação do produto às exigências de aplicações específicas que vão aparecendo no mercado, a variedade de tipos de aço é cada vez maior, seja pelo controle da composição química, seja pela garantia de propriedades específicas e até mesmo a forma final do produto (chapas, perfis, tubos, barras, etc.). De acordo com o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), existem mais de 3500 tipos diferentes de aços, dos quais, aproximadamente 75% foram desenvolvidos nos últimos 20 anos, fato que evidencia a grande evolução que o setor tem vivenciado.

No ramo da construção civil, o interesse maior está sobre os chamados aços estruturais de média e alta resistência mecânica, termo designativo de todos os aços que são adequados para a utilização nos mais diversos elementos da construção civil que são sujeitos a carregamento, devido à sua capacidade de resistência, ductilidade e outras propriedades características do material. Os aços estruturais utilizados no Brasil são produzidos segundo normas estrangeiras (especialmente a ASTM (American Society for Testing and Materials) e DIN (Deutsche Industrie Normen) ou fornecidos segundo denominação dos próprios fabricantes.

Na concepção dos projetos estruturais muitos aspectos são levados em conta, dentre eles a escolha dos perfis de aço utilizados para atender as mais diversas aplicações. Os perfis de aço mais utilizados são os soldados, os eletrossoldados, os laminados e os perfis de aço formados a frio.

O perfil de aço formado a frio, cuja nomenclatura é originária do inglês Cold-Formed Steel, consiste em barras de aço, cuja seção transversal é obtida por meio do processo de dobramento mecânico das chapas à temperatura ambiente, diferenciando-se, desta forma dos perfis laminados a quente. O processo de dobramento é realizado por meio de dois sistemas, a citar, o sistema de roletes ou por meio de prensas dobradeiras. A espessura dos perfis de aço formados a frio, portanto é limitada pela capacidade dos dispositivos de dobramento. Segundo CHODRAUI (2006) as propriedades mecânicas dos perfis de aço formados a frio não são as mesmas das chapas de aço antes do dobramento. A operação de conformação a frio eleva a resistência ao escoamento do aço  $f_y$ , elevando também a resistência à ruptura do aço na tração  $f_u$ , e diminuindo a ductilidade.

O perfil de aço formado a frio é caracterizado por apresentar uma elevada esbelteza local, definido pela relação largura/espessura dos elementos da seção transversal. Como consequência, tais barras são mais suscetíveis aos fenômenos de instabilidade ainda no comportamento elástico linear, se comparados aos perfis soldados e laminados.

Neste trabalho, foram aplicados Perfis de Aço Formados à Frio em um projeto de passarela para pedestres. As dimensões da estrutura foram tomadas com base na localização das duas unidades do Sede Ecoville da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Curitiba. Por não se tratar de uma estrutura de grandes dimensões e sem atuação de ações de grandes magnitudes, a utilização dos perfis de aço estrutural leves torna-se conveniente, devido aos fatores econômicos em relação à produtividade e custo, bem como a fatores ambientais, relacionados, por exemplo, à redução de desperdício de materiais e menor demanda energética em comparação aos perfis soldados e laminados.

## **1.1 Objetivo Geral**

Dimensionar uma passarela para pedestres utilizando perfis de aço formado a frio.

## 1.2 Objetivos Específicos

Os objetivos específicos do presente trabalho são subdivididos nos itens seguintes:

- Estudo dos perfis formados a frio quanto as suas características, aplicações e histórico de sistemas construtivos;
- Levantamento das características do local da aplicação da estrutura;
- Desenvolvimento de um modelo numérico do sistema estrutural proposto;
- Dimensionamento do sistema estrutural;

## 1.3 Justificativa

Mesmo sendo uma tecnologia nova, o perfil formado a frio é cada vez mais viável para o uso na construção civil, atendendo a atual exigência do mercado por rapidez e economia. Esse elemento estrutural pode ser eficientemente utilizado em estruturas leves como de galpões, coberturas, mezaninos, em casas populares, edifícios de pequeno porte e passarelas para pedestres.

Em consideração a todos os fatos apontados, o presente trabalho se justifica pelo potencial pouco ainda pouco explorado do perfil de aço formado a frio no Paraná. Diferente de outras regiões, por exemplo Minas Gerais, onde a cultura do aço já está consolidada, devido a fatores econômicos e históricos, o Paraná não possui ainda muitos estudos desenvolvidos em relação ao perfil aço formado a frio, sendo até mesmo incomum sua aplicação em obras civis. Dessa forma, observa-se que o comportamento mecânico e a aplicação dos perfis de aço formados a frio ainda carecem de estudos acadêmicos e têm grande potencial a ser desenvolvido no âmbito da construção civil paranaense, sendo responsabilidade social de Universidades como a UTFPR, a fomentação desses estudos, através do desenvolvimento de trabalhos e pesquisas.

A escolha de um projeto estrutural de passarela para pedestres, dimensionada com os perfis de aço já citados torna-se pertinente por tratar-se de uma

estrutura leve e de infraestrutura pública, muito comum no Brasil, porém com poucos casos de aplicação de perfis de aço formado a frio. A motivação para o presente trabalho associa justamente o interesse em difundir o estudo do comportamento mecânico do perfil de aço formado a frio e o conhecimento sobre o dimensionamento de estruturas metálicas.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Perfis formados a frio

Os estudos sobre o comportamento dos perfis de aço formados a frio como elementos estruturais tiveram início nos trabalhos pioneiros do professor George Winter, desenvolvidos a partir de 1939, na Universidade *Cornell*, sendo publicados pela primeira vez em 1940 no seu trabalho “*Tests on Light Studs of Cold-Formed Steel. Third Progress Report. Cornell University*”.

Os perfis de aço formados a frio são amplamente empregados na construção civil por apresentarem uma relação inércia/peso maior que os perfis laminados e soldados. Em contrapartida, tais barras apresentam também elevada relação largura-espessura, fazendo com que no cálculo devam ser considerados os modos de instabilidade local, global, e quando aplicável, o distorcional (CHODRAUI 2006).

Para melhor entender as diferenças relacionadas aos perfis soldados vale comentar que DUBINA & UNGUREANU (2002) relatam que a diferente natureza das imperfeições geométricas iniciais e dos fenômenos de interação entre os modos de instabilidade, associados ao fator da esbeltez das chapas dos perfis de aço formados a frio, acabam por resultar em comportamento de instabilidade diferente do verificado nos perfis laminados e soldados.

SCHAFER (1997) ressalta em sua Tese de Doutorado que devido ao fato dos perfis de aço formados a frio possuírem esbeltez elevada não é raro o fato das tensões de flambagem elásticas serem muito inferiores à tensão de escoamento  $f_y$ .

CHODRAUI (2006), em sua tese de doutorado, ressalta a existência de características peculiares nos perfis de aço formados a frio. Entre elas destacam-se: a capacidade de obter estruturas mais econômicas para pequenos vãos; a possibilidade de se utilizar configurações não usuais na seção transversal, por conta da facilidade de dobramento das chapas; elevada relação largura-espessura; elevada possibilidade de interação entre os modos de instabilidade; a distribuição das tensões residuais, que se diferem daquelas causadas pelo resfriamento nos perfis laminados, sendo estas oriundas do trabalho a frio.

### 2.1.1 Trabalho a frio

O trabalho a frio é descrito por CHODRAUI (2006) como a combinação de dois processos distintos, o dobramento e a perfilação, que resultam na conformação a frio dos perfis de aço. O dobramento, método mais comum no Brasil, é executado devido ao impacto com punção produzido por uma barra biselada superior em uma chapa, a qual é posicionada entre uma base inferior fixa e uma ferramenta superior móvel. A figura 1 mostra o processo de fabricação por dobramento de um perfil formado a frio. Já a perfilação é feita por calandragem em rolos dispostos em linha de produção. Por esse processo, a chapa de aço passa por uma serie de roletes que, progressivamente provocam a deformação plástica na região das dobras. Essa deformação é aplicada até que se obtenha a forma da seção transversal de interesse. A figura 2 ilustra o processo de perfilação em um perfil do tipo Z, distribuídos nas etapas de 1 a 9.



Figura 1 – Processo de fabricação de um perfil formado a frio  
FONTE: (GLOBESTEEL, 2015)

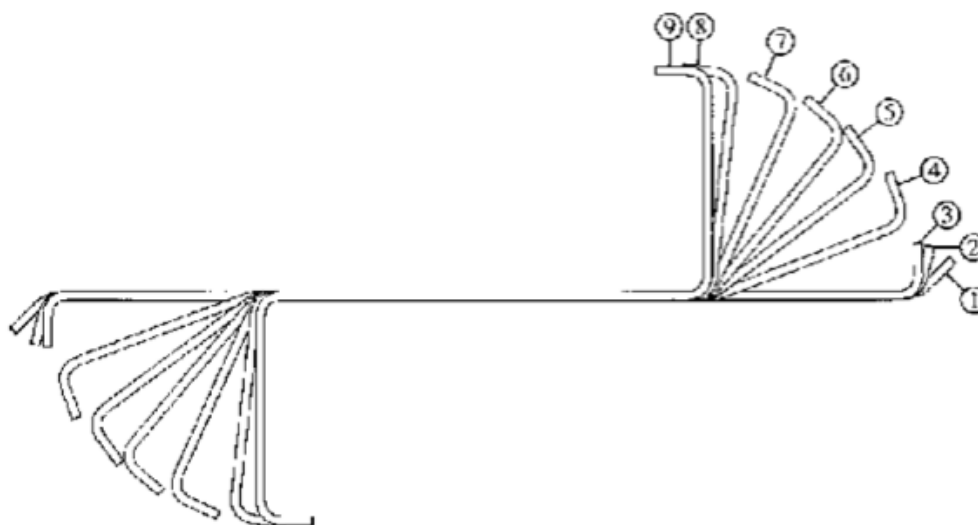


Figura 2 - Processo de perfilação em um perfil do tipo Z  
 FONTE: (HANCOCK, 2001)

Ainda de acordo com o autor supracitado, as propriedades mecânicas dos perfis de aço formados a frio não são as mesmas das chapas de aço antes do dobramento. A operação de conformação a frio eleva a resistência ao escoamento do aço  $f_y$ , elevando também a resistência à ruptura do aço na tração  $f_u$ , e diminuindo a ductilidade.

Em seu trabalho, CHODRAUI (2006) destaca que os efeitos mencionados à cima estão diretamente relacionados ao tipo de aço, tipo de tensão, direção da tensão com relação à direção do trabalho a frio, relação  $f_u/f_y$ , relação entre o raio de dobramento e a espessura  $r_i/t$ , e de quanto trabalho a frio foi executado.

### 2.1.2 Propriedades Mecânicas

As propriedades mecânicas que desempenham influência na resistência mecânica dos perfis de aço formados a frio são, a resistência ao escoamento do aço  $f_y$ , a resistência à ruptura do aço na tração  $f_u$ , e a capacidade do material de se deformar antes de ocorrer a ruptura. Essas propriedades são determinadas por meio

de ensaios de tração simples e representadas no gráfico “tensão x deformação”. (CHODRAUI 2006)

Os aços trabalhados a frio apresentam curva “tensão x deformação” sem patamar de escoamento, ou do tipo escoamento gradual, conforme ilustra a figura 3. Nessa relação constitutiva, o limite de escoamento é um valor convencional, que pode ser definido por dois métodos, a citar, o método *offset* e o método da tensão correspondente a uma deformação total arbitrada.

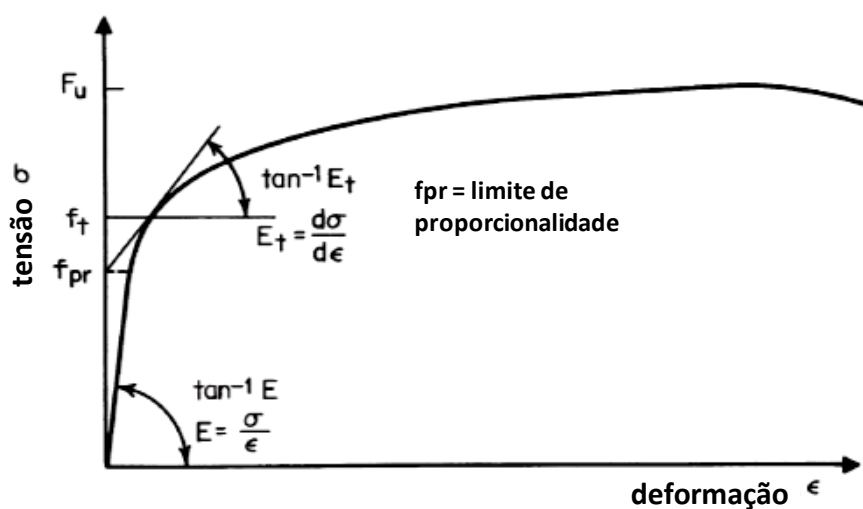


Figura 3 - Diagrama tensão - deformação  
 FONTE: adaptado de (YU e LABOUBE, 2010)

No método *offset*, ilustrado na figura 4, o limite de escoamento é definido pela intersecção da curva tensão x deformação e da reta paralela ao trecho elástico, por uma deformação especificada. Essa deformação é, em geral, 0,2%. Esse método é amplamente utilizado em ensaios de caracterização.

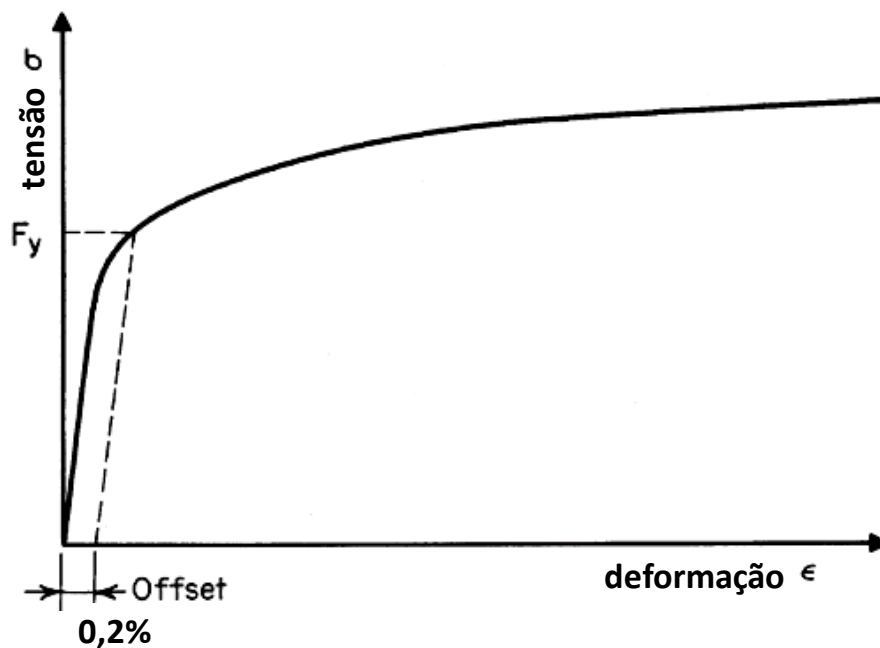


Figura 4 - Método offset para determinação da tensão de escoamento.  
 FONTE: adaptado de (YU e LABOUBE, 2010)

No método da tensão correspondente a uma deformação total arbitrada, conforme ilustra a figura 5, o limite de escoamento é o valor convencional dado pela tensão correspondente a uma deformação total especificada, em geral, 0,5%. Esse método é utilizado em aços de qualidade estrutural. De um modo geral, ambos os métodos resultam em valores próximos de tensão de escoamento.

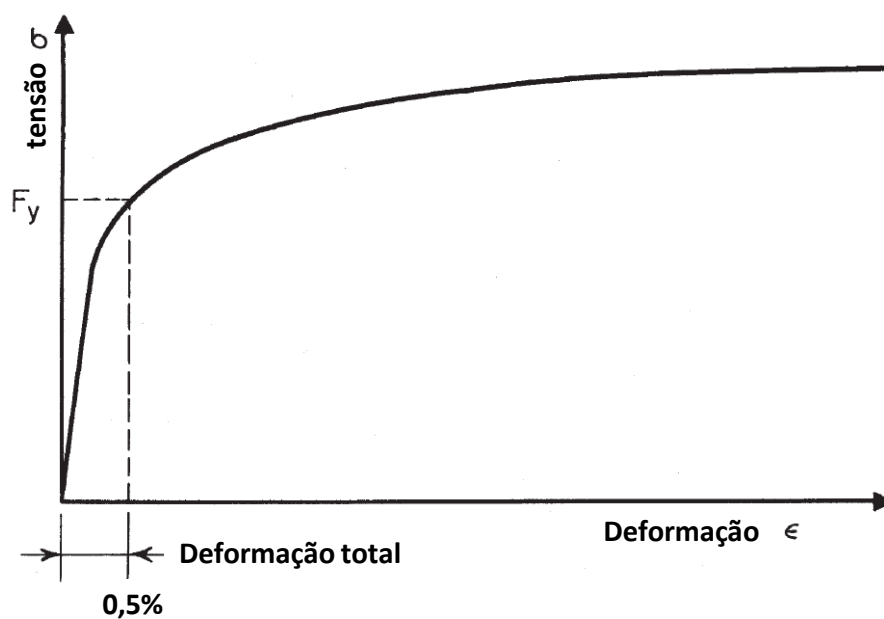


Figura 5 - Método da deformação total arbitrada para determinação da tensão de escoamento.  
 FONTE: adaptado de (YU e LABOUBE, 2010)

### 2.1.3 Tensões Residuais

Conforme observado em CHODRAUI (2006) uma característica presente nos perfis metálicos mesmo antes do uso são as tensões residuais. Essas podem aparecer tanto no perfil laminado quanto no perfil formado a frio. Nos dois perfis, essas tensões são decorrentes do processo de fabricação, como o resfriamento desigual das chapas de aço após a laminação a quente, conformação a frio, soldagem e puncionamento.

As tensões residuais nos perfis laminados são resultado de natureza térmica, pois, no momento de resfriamento após a laminação, as partes menos expostas dos perfis se resfriam mais lentamente se comparado com as partes mais expostas, ocasionando uma disparidade nas tensões. Nos perfis soldados, as soldas proporcionam um gradiente térmico adicional às tensões de fabricação das chapas. Já nos perfis formados a frio, a conformação a frio causa as tensões residuais de natureza mecânica. (CHODRAUI 2006)

De acordo com Huber e Beedle (1954), a presença dessas tensões residuais contribui como um fator de causa da não linearidade do trecho do diagrama tensão-deformação após o regime elástico. A não consideração de tais tensões residuais permite adotar, como simplificação uma relação constitutiva elasto-plástica perfeita, conforme ilustra a figura 6.

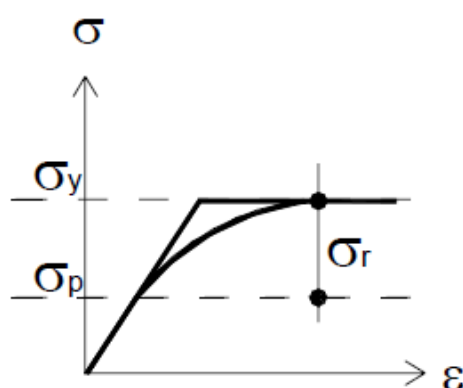


Figura 6 – Comparação do diagrama tensão-deformação para perfis com ou sem tensões residuais.

FONTE: Adaptado de (CHODRAUI 2006)

## 2.2 Passarelas

### 2.2.1 Histórico construtivo

Atualmente no Brasil, assim como em todo mundo, observa-se uma grande diversificação nos materiais empregados na construção de estruturas esbeltas, com o avanço tecnológico e o desenvolvimento de novos materiais (CURCIO, 2008).

De acordo com o Centro Brasileiro de Construção em Aço (CBCA), os sistemas estruturais em aço demonstram grande vantagem no aspecto construtivo, permitindo uma melhor racionalização dos processos construtivos e, por consequência evitando desperdício excessivos. Quanto aos sistemas estruturais de passarelas e pontes rodoviárias e ferroviárias em aço, a vantagem está aliada principalmente à rapidez e versatilidade de execução e permite projetos de grandes vãos livres.

Levando em conta estes dois últimos aspectos, justifica-se o aumento do número de passarelas de pedestres e pontes rodoviárias e ferroviárias metálicas. (CBCA, 2105).

A exemplo dessa crescente tendência construtiva, temos inúmeras obras desse tipo construídas recentemente, a citar, dentre elas a passarela "Cidade Nova", que faz a ligação entre a estação de metrô Cidade Nova e a prefeitura da cidade do Rio de Janeiro ; e a passarela metálica presente na Universidade Federal do Paraná (UFPR) , em um exemplo muito similar ao que será desenvolvido neste trabalho, que liga o Campus Politécnico ao Campus Botânico que se separam pela BR 116.

### 2.2.2 Passarelas para pedestres

As pontes e passarelas são importantes soluções estruturais que diminuem distâncias e superam obstáculos. Muito utilizadas para solucionar problemas de

grandes vãos, fatores naturais como rios, lagos, aproveitamento de espaço e até mesmo por motivos de logística no trânsito e estéticos. São necessárias no desenvolver do trânsito e condições atuais.

Passarela é a denominação dada à uma ponte construída sob vias de tráfego intenso, com finalidade de diminuir os riscos de um pedestre ao cruzar as vias.

Segundo DNIT (2012) as passarelas para pedestres constituem-se, essencialmente, em tipos de obras de arte especiais. Portanto durante o processo de elaboração dos projetos de passarelas, deverão ser observadas as linhas gerais da Instrução de Serviço: ISF 216: Projeto de Obras de Arte Especiais.

A determinação do local onde será implantado o projeto da passarela resultará de estudos preliminares sujeitos a aprovação do Departamento nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Estes estudos deverão conter levantamentos topográficos, a aplicação de processos de análise estatística, e garantir a acessibilidade e funcionalidade aos usuários. (DNIT, 2012).

Ainda de acordo com o DNIT (2012) as passarelas para pedestres deverão ser projetadas seguindo dois tipos básicos, as passarelas sobrejacentes, em nível superior à superestrutura da via permanente, ou ainda as passarelas subjacentes, em nível inferior à superestrutura da via permanente.

### **2.3 Elementos de Projeto**

O sistema estrutural de uma passarela apresenta diversas semelhanças a aquele utilizado em pontes. De acordo com Pfeil (1985), toda obra destinada a vencer os obstáculos que impeçam a continuidade de uma via pode ser denominada ponte. Tais obstáculos são referentes a rios, lagos, vales, braços de mar, ou mesmo outras vias.

Ainda segundo Pfeil (1985), as pontes podem ser classificadas de diversas maneiras, de acordo com o seu material de construção, tipo estrutural, tempo de utilização, mobilidade do extrato e finalidade de utilização, podendo ser passarelas, rodoviárias, ferroviárias, rodoferroviárias ou até mesmo vias navegáveis.

A classificação dos elementos estruturais presentes em projetos de pontes depende de cada autor. A divisão utilizada neste trabalho é a de Mason (1977) e Pfeil



(1985), que subdivide os elementos em três grupos distintos, superestrutura, mesoestrutura e infraestrutura, como exemplificada na Figura 7.

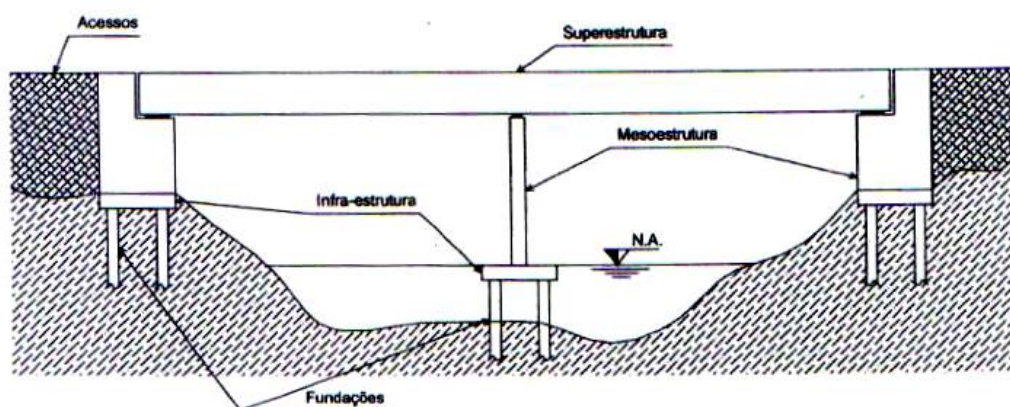


Figura 7 – Elementos constituinte das pontes, adotada neste trabalho  
FONTE: Adaptado de Mason (1977, p.1)

### 2.3.1 Infraestrutura

A infraestrutura é constituída pelos elementos da fundação, responsáveis por transmitir as cargas para ao solo Mason (1977).

#### 2.3.1.1 Fundação

Por conta da leveza das estruturas em aço formado à frio e também em função do pequeno porte do projeto proposto, as fundações utilizadas não são grandes. De acordo com Castro (2006), a definição do tipo de fundação empregada está relacionada à parâmetros técnicos do solo, a exemplo do nível do lençol freático, topografia, resistência, profundidade do solo firme, entre outros fatores.

### 2.3.2 Mesoestrutura

Segundo Mason (1977) a mesoestrutura é composta por pilares e encontros, cuja função é suportar as cargas advindas da superestrutura e transmiti-las para a fundação.

### 2.3.3 Superestrutura

A superestrutura é dividida em estrutura principal, que engloba vigas e longarinas, e em estrutura secundária, que se constitui pelo piso composto por laje, tábuas ou chapas metálicas, que recebe a ação direta das cargas Mason (1977).

## 2.4 Sistema estrutural

### 2.4.1 Treliças

Segundo Pinho e Bellei (2007), a treliça pode ser descrita como um conjunto de barras retas e articuladas entre si nas suas junções, denominadas nós. A análise estrutural das treliças considera que todo carregamento é aplicado aos nós e não às barras. Dessa forma, o sistema de treliças apresenta duas grandes vantagens. A primeira é que as barras de uma treliça idealizada estão sujeitas apenas a forças internas axiais e não a esforços de flexão. A segunda é permitir alturas maiores com menor peso e redução de flecha.

No entanto, em Pinho e Bellei (2007) é citado, como desvantagem de ordem econômica das estruturas em treliça, o custo maior de fabricação, pintura e manutenção, e às vezes o fator estético, pelo cruzamento visual dos elementos. A figura 8 mostra as peças que compõem uma treliça.

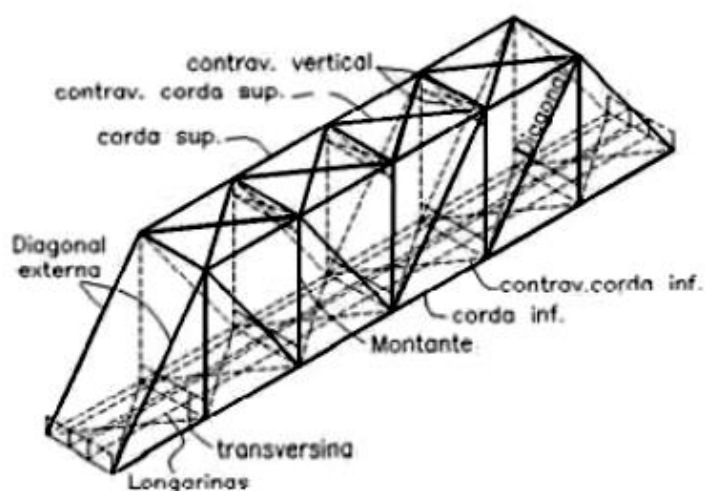


Figura 8 - Peças que compõem uma treliça  
 FONTE: (PINHO, 2007)

## 2.5 Ações de projeto

Segundo Curcio (2008) a tarefa de determinar os esforços em estruturas de pontes não é fácil, exigindo experiência e destreza do engenheiro. Os conhecimentos de estática das estruturas conjugados com combinações das ações possibilitam ao projetista determinar a distribuição das solicitações.

Os cálculos de dimensionamento, segundo Pfeil e Pfeil (2009) envolvem a verificação do equilíbrio do conjunto ou de parte dela, verificação da resistência de cada seção, verificações das condições de serviço e de efeitos de segunda ordem.

Os esforços atuantes na meso e infraestrutura são obtidos através das reações oferecidas pela superestrutura, a exemplo de: reações da carga permanente, reações da carga móvel, reações verticais nos pilares provocados pelo efeito de tombamento de vento, reações horizontais de temperatura, aceleração e frenagem entre outras dependendo da peculiaridade da obra, de acordo com Pfeil (1983).

De acordo com a ABNT:NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, podemos dividir os carregamentos atuantes em estruturas de pontes em três classes diferentes: permanente, variáveis e excepcionais. Segundo Mattos (2001), no levantamento das ações, tão importante quanto o valor dos carregamentos é o momento e a ordem que os carregamentos atuam.

### 2.5.1 Ações permanentes

De acordo com a ABNT:NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, podemos considerar como ações permanentes aquelas que permanecem constantes ou com baixa variação durante toda a vida útil da estrutura, como o peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

### 2.5.2 Ações variáveis

De acordo com a ABNT:NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio, pode-se denominar por ações variáveis aquelas que apresentam significativas variações de sua magnitude durante toda vida útil da estrutura, como sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, vento, variação da temperatura, entre outros. Estas ações podem ser normais, quando possuem grande probabilidade de ocorrência para que sejam consideradas no projeto, ou excepcionais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais (FORTE, 2014).

### 2.5.3 Ações excepcionais

Ações excepcionais são aquelas que têm pouca probabilidade de ocorrer e tem curto tempo de duração (FORTE, 2014). Segundo a De acordo com a ABNT:NBR 14762:2010 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio e também segundo ABNT:NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento estas ações podem ser, entre outras: choque de veículos, esforços provenientes de abalos sísmicos, e incêndios, explosões, entre outros.

De acordo com Curcio (2008) os pilares sujeitos a choques de veículos rodoviários, devem ter sua segurança verificada. Porém pode-se dispensar esta verificação caso os mesmos possuam elementos de segurança capazes de protegê-los.

#### 2.5.4 Ação do vento

A norma brasileira ABNT:NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações, determina procedimentos para a obtenção das ações do vento em estruturas. Na determinação das ações devidas ao vento, são considerados os fatores geográficos a citar: características geográficas do local da edificação, fatores topográficos, rugosidade do terreno. O fenômeno do vento é tratado em caráter estatístico, cujas informações de interesse são sua velocidade básica, obtida do mapa de isopletras, e direção.

## 2.6 Vibrações

De acordo com Moutinho (2007), os problemas relacionados às vibrações em estruturas, podem ser divididos em dois domínios distintos, sendo estes os problemas de vibrações que podem afetar a integridade da estrutura, ou ainda os problemas relacionados com o nível de conforto proporcionado aos seus utilizadores.

Ainda segundo Moutinho (2007), o primeiro caso é relacionado ao Estado Limite Último de resistência das estruturas, o qual deve considerar a existência de ações exteriores adversas, que podem induzir danos estruturais significativos ou, até mesmo levar as estruturas ao colapso, como as vibrações causadas pelo vento ou por terremotos.

Para estruturas esbeltas, por exemplo as torres, chaminés e pontes, a ação do vento, segundo Moutinho (2007), pode ainda acarretar em níveis de vibração elevados na direção transversal à ação direta do vento, quando a frequência de formação destes coincidir com uma das frequências naturais da estrutura.

Já o segundo domínio de problemas, para Moutinho (2007), está relacionado ao Estado Limite de Utilização das estruturas, quanto a satisfazer limites de conforto para os usuários de estruturas submetidas às vibrações excessivas.

### 2.6.1 Recomendações normativas: faixas de risco

Segundo Moutinho (2007), algumas normas internacionais, como EUROCODE e HIVOSS, delimitam faixas de risco para as estruturas, seguindo o conceito de que a proximidade entre as frequências naturais e as de excitação levariam à ressonância, associado ao fato de que os fatores de amortecimento das estruturas são relativamente muito pequenos. As tabelas 1 e 2 mostram algumas faixas de riscos constantes adotados por algumas normas e autores internacionais, para frequências verticais e horizontais respectivamente.

Tabela 1 – Faixas de frequências de riscos: verificação para frequência vertical

Referência	Faixa de Risco
EUROCODE 2	1,6 Hz a 2,4 Hz
EUROCODE 5	<5,0 Hz
Apêndice 2 –	<5,0 Hz
EUROCODE 0	

BS 5400	<5,0 Hz
ISSO/DIS 10137	1,7 Hz a 2,3 Hz
CEB Bulletin 209	1,65 Hz a 2,35 Hz e 3,5 Hz a 4,5 Hz
Bachmann	1,6 Hz a 2,4 Hz
HIVOSS	1,25 Hz a 4,5 Hz

Fonte: (QUEIROZ, 2014)

Tabela 2 - Faixas de frequências de riscos: verificação para frequência horizontal

Referência	Faixa de Risco
EUROCODE 0	<2,5 Hz
BS 5400	<1,5 Hz
HIVOSS (2009)	0,5 Hz a 1,2 Hz

Fonte: (QUEIROZ, 2014)

### 2.6.2 Recomendações normativas: critérios de conforto

Para Moutinho (2007), as pontes, por se tratarem de estruturas esbeltas, podem apresentar níveis de vibração excessivos particularmente nas situações de ocorrência de fenômenos de ressonância na direção vertical ou na direção horizontal, em decorrência das acelerações geradas pelo tráfego ou vento.

Para Queiroz (2014), a alta sensibilidade dos usuários a essas acelerações transversais ocorre pelo fato do corpo humano não possuir um mecanismo que amorteeça essas vibrações de forma adequada, podendo gerar assim desconforto durante a utilização da estrutura. Ainda de acordo com Queiroz (2014), para que essa sensação de desconforto não ocorra, as acelerações transversais devem atender a limites mínimos de conforto.

Neste sentido, diversas normas estrangeiras tendem a estabelecer níveis máximos de vibração nessas estruturas de modo a garantir o seu bom funcionamento em serviço, como o manual publicado pelo “Service d’Études Techniques des Routes et Autoroutes” (SÉTRA) em 2008.

## 2.7 Acessibilidade

Segundo a instrução de serviço 219 do DNIT (2012) todos os projetos de passarelas para pedestres devem estar de acordo com as referências normativas de acessibilidade definidas na ABNT NBR 9050:2004 - Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos.

De acordo com a ABNT NBR 9050:2004, acessibilidade define-se pela possibilidade e condição de alcance, percepção e entendimento para a utilização com segurança e autonomia de edificações, espaço, mobiliário, equipamento urbano e elementos.

As passarelas para pedestres devem ser providas de rampas ou rampas e escadas ou rampas e elevadores ou escadas e elevadores para sua transposição (ABNT NBR 9050:2004).

No que tange a largura da passarela, a ABNT NBR 9050:2004 determina que a mesma deve ser determinada em função do volume de pedestres estimado para os horários de maior movimento. Dessa forma, admite-se que a faixa livre possa absorver com conforto um fluxo de tráfego de 25 pedestres por minuto, em ambos os sentidos, a cada metro de largura. O cálculo é desenvolvido como mostrado na equação ( 1 ):

$$L = F/K + \sum i > 1,20 \quad (1)$$

Onde:

L é a largura da faixa livre;

F é o fluxo de pedestres estimado ou medido nos horários de pico

K = 25 pedestres por minuto

$\sum i$  é o somatório dos valores adicionais relativos aos fatores de impedância

Os valores adicionais relativos a fatores de impedância (i) são:

- a) 0,45 m junto a vitrines ou comércio no alinhamento;
- b) 0,25 m junto a mobiliário urbano;
- c) 0,25 m junto à entrada de edificações no alinhamento.



## 2.8 Dimensionamento

O dimensionamento estrutural se baseia na premissa de que os esforços resistentes devem sempre ser superiores aos solicitantes para garantir a integridade da estrutura. Este item versa sobre o dimensionamento das peças metálicas, sendo subdividido para cada um dos esforços analisados (tração, compressão). O dimensionamento é feito seguindo os conceitos estabelecidos pela NBR 14762:2010 e demais normas pertinentes, como demonstrado nos capítulos a seguir.

### 3 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

#### 3.1 Sistema da estrutural

Para o dimensionamento do projeto proposto, foi adotado o sistema de viga treliçada. A adoção deste sistema estrutural resultou em cálculos mais simplificados, sendo considerados apenas esforços axiais de tração e compressão, proporcionando assim uma estrutura rígida, com poucos deslocamentos horizontais e verticais, e adequada para a aplicação perfil de aço formado a frio.

#### 3.2 Geometria da estrutura

A estrutura de interesse é composta por três vãos internos, sendo os dois primeiros de 14m e o terceiro com 22m, totalizando 50 m. Ela é formado por treliças laterais, contínuas em todos os vãos, sendo paralelas e espaçadas a cada três metros, possuindo três metros de altura e montantes espaçados a cada dois metros. As treliças laterais são unidas nos banzos inferiores e superiores por transversinas, como apresentado nas figuras 9 a 13.

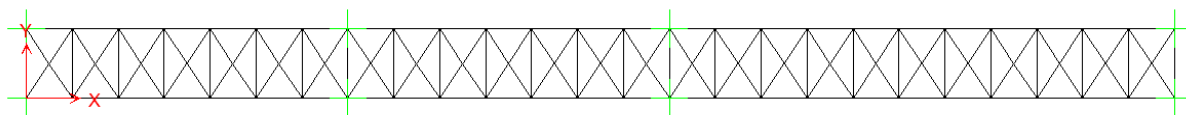


Figura 9 – Seção transversal no eixo X-Y na cota de 0m no eixo Z  
Fonte: Autoria própria

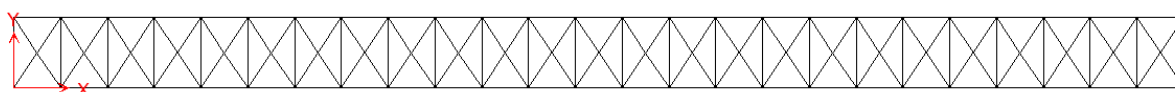


Figura 10 - Seção transversal no eixo X-Y na cota de 3m no eixo Z  
Fonte: Autoria própria

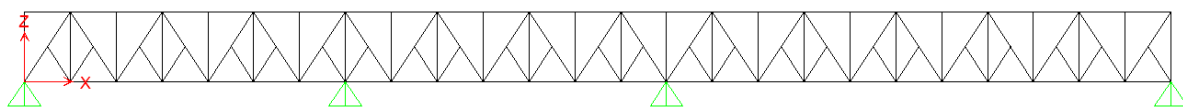


Figura 11 Seção transversal no eixo X-Z na cota de 0m no eixo Y  
Fonte: Autoria própria

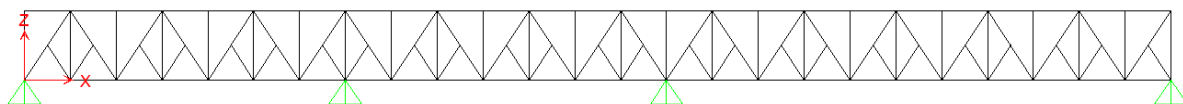


Figura 12 Seção transversal no eixo X-Z na cota de 3m no eixo Y  
Fonte: Autoria própria

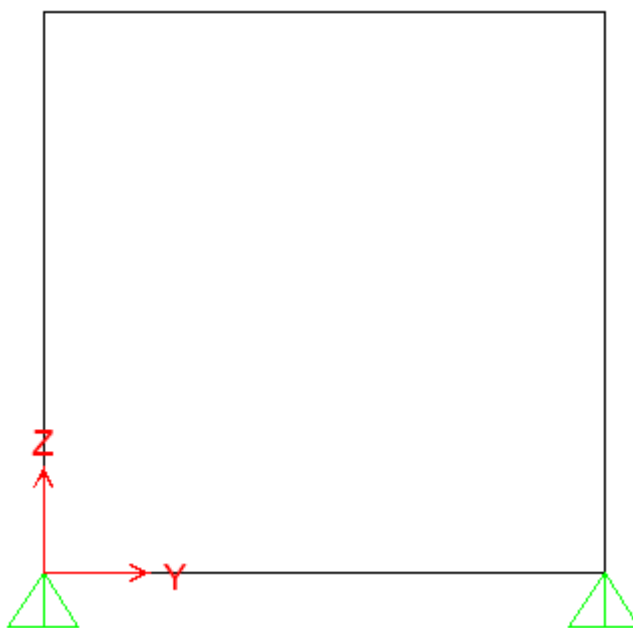


Figura 13 - Seção transversal no eixo Y-Z na cota de 0m no eixo X  
Fonte: Autoria própria

As colunas estão localizadas encostadas nos dois edifícios e nos passeios da rua como mostrado na figura 14 e não serão calculadas no presente trabalho.

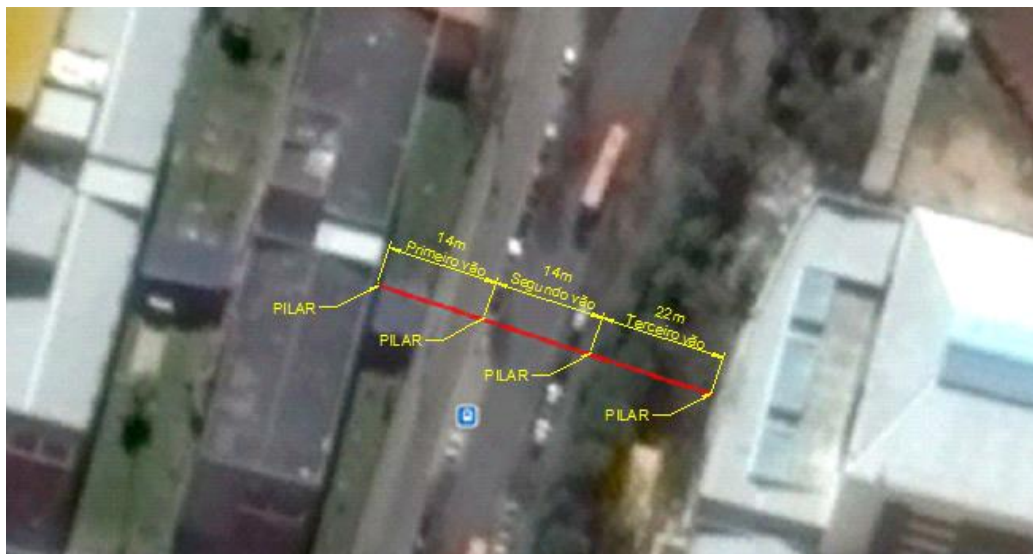


Figura 14 – Croqui de locação da passarela  
Fonte: (Google Earth, 2015)

### 3.3 Limitações de projeto

Como o presente projeto trata-se de um trabalho didático, foram adotadas algumas simplificações e limitações de projeto, sendo estas descritas na sequência do presente capítulo. Tais considerações foram feitas com vistas a centralizar o tempo disponível no dimensionamento dos perfis de aço formados a frio que compõem a superestrutura da passarela.

#### 3.3.1 Análise topográfica

Devido à falta de um levantamento topográfico adequado, para critérios de dimensionamento foi considerado que a obra foi locada em um terreno nivelado, não havendo assim diferença de cotas nas extremidades da passarela.

### 3.3.2 Ligações

Para o dimensionamento da superestrutura da passarela foram consideradas ligações parafusadas entre os perfis de aço. Porém, no presente trabalho, o cálculo das ligações não foi considerado.

### 3.3.3 Aço estrutural considerado

Os Perfis serão fabricados com aço estrutural COS CIL 300, ou similar, com limite de escoamento de 300 Mpa e resistência à tração de 400 Mpa.

## 3.4 Normas pertinentes

Para o cálculo da estrutura que está demonstrado no capítulo desenvolvimento foram atendidas as recomendações das normas brasileiras:

- ABNT NBR 6123: 1988 – Forças devidas ao vento em edificações.
- ABNT NBR 6355: 2012 – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização
- ABNT NBR 7188: 2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas.
- ABNT NBR 14762: 2010 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formado a frio.

## 4 DESENVOLVIMENTO

### 4.1 Ações Consideradas

#### 4.1.1 Ação permanente

A ação permanente é constituída pelo peso próprio dos elementos estruturais e dos demais elementos suportados pela estrutura.

Os elementos suportados pela estrutura são a cobertura e o piso. As telhas utilizadas têm suas informações de resistência e peso específico informadas pelo fabricante. Nesse projeto, foi utilizado telhas de policarbonato fabricado pela empresa Vick, com 8mm de espessura e com peso de 9,6Kg/m<sup>2</sup>. Como material para execução o piso foi considerado uma chapa de aço com espessura de 6,3 mm. O peso próprio dos elementos estruturais foi determinado com o auxílio do pacote computacional SAP2000 v.14.

#### 4.1.2 Ações variáveis

##### 4.1.2.1 Carga móvel

Para passarelas de pedestres comuns, a ABNT NBR 7188:2013, impõe a consideração de uma carga uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento entre os guarda-corpos, na posição mais desfavorável, sem consideração de coeficiente de impacto vertical, igual a 5,0KN/m<sup>2</sup>. A Figura 15 mostra o posicionamento dessa carga em um corte da estrutura no eixo X-Z, o valor da força aplicada em cada nó é igual a força distribuída multiplicada pela área da estrutura, dividida pela quantidade de nós existentes.

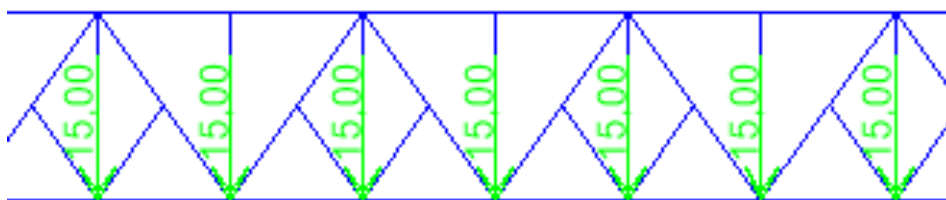


Figura 15 - Posicionamento da carga devido aos pedestres  
Fonte: Autoria própria

#### 4.1.2.2 Carga horizontal excepcional

Com a finalidade de mitigar eventuais impactos, a ABNT NBR 7188:2013 atribui uma carga horizontal pontual de 100KN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela, no sentido do tráfego sob a estrutura. Na estrutura em análise esse ponto se encontra no meio do maior vão livre da estrutura, como representado na Figura 16.

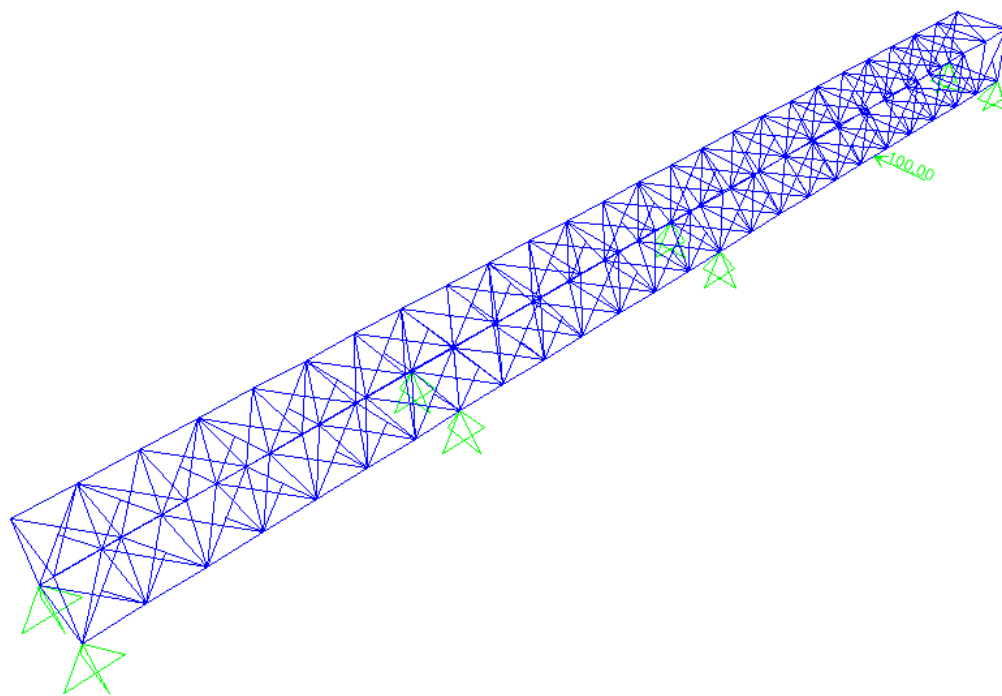


Figura 16 - Posicionamento da carga excepcional  
Fonte: Autoria própria

#### 4.1.2.3 Ações do vento na estrutura

As ações do vento na estrutura foram determinadas segundo os procedimentos definidos pela norma brasileira ABNT NBR 6123:1988. Os parâmetros relacionados a seguir foram considerados na determinação das ações de vento.

- Velocidade básica do vento: Para o projeto, localizado na cidade de Curitiba – Paraná, considera-se a velocidade básica do vento  $V_0 = 42,0 \text{ m/s}$ .
- Fator topográfico ( $S_1$ ): No tocante às variações do terreno, considerou-se local de topografia pouco acidentada, portanto  $S_1 = 1,0$ .
- Fator de rugosidade do terreno ( $S_2$ ): Foi considerado terreno coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, ou seja, em um subúrbio densamente construído de grandes cidades, acarretando na Categoria IV. Como todas as unidades de vedação e seus elementos de fixação não excede 20m sua classe é A. Portanto, de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, o valor de  $S_2 = 0,86$ .



- Fator estatístico ( $S_3$ ): por se tratar de uma estrutura com alto fator de ocupação ela se enquadra no grupo 3, ou seja,  $S_3=1,0$ .
- Velocidade característica do vento ( $V_k$ ): A velocidade característica do vento é calculada pela equação ( 2 ).

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (2)$$

$$V_k = 42 \cdot 1,0 \cdot 0,86 \cdot 1,0 = 36,12 \text{ m/s}$$

- Pressão dinâmica do vento ( $q$ ): obtida pela equação ( 3 ).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3)$$

$$q = 0,613 \cdot 36,12^2 = 799,75 \text{ KN/m}^2$$

- Coeficiente de arrasto ( $C_a$ ): sabendo o índice de área exposta  $\phi$  que é igual à área frontal efetiva do reticulado dividida pela área frontal da superfície limitada pelo contorno do reticulado, obtém-se o valor do coeficiente de arrasto pela Figura 17.  $C_a=1,80$

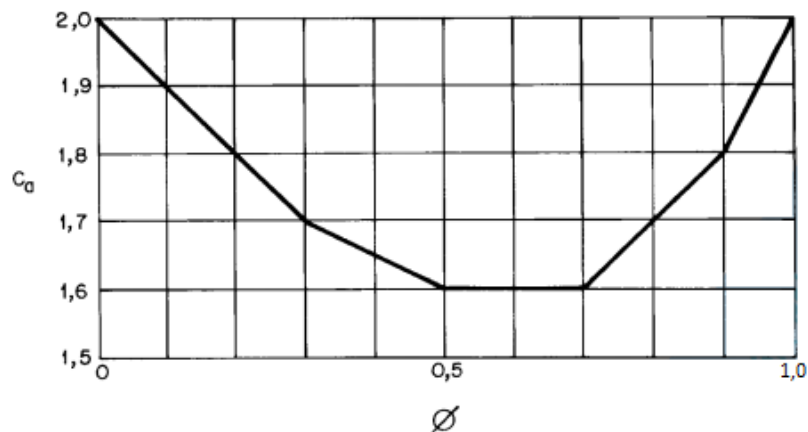


Figura 17 – Coeficiente de arrasto para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.  
Fonte: NBR 6123:1988 (ABNT,1998)

- Força global do vento: a força que o vento atua na estrutura é calculada pela equação ( 4 ), em que  $A_e$  é a área frontal efetiva da estrutura, ou seja, a área da projeção ortogonal da estrutura sobre um plano perpendicular ao vento.

$$F = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (4)$$

A força devida ao vento está demonstrada na Figura 18, e seu valor é de  $VE=45,15$  KN

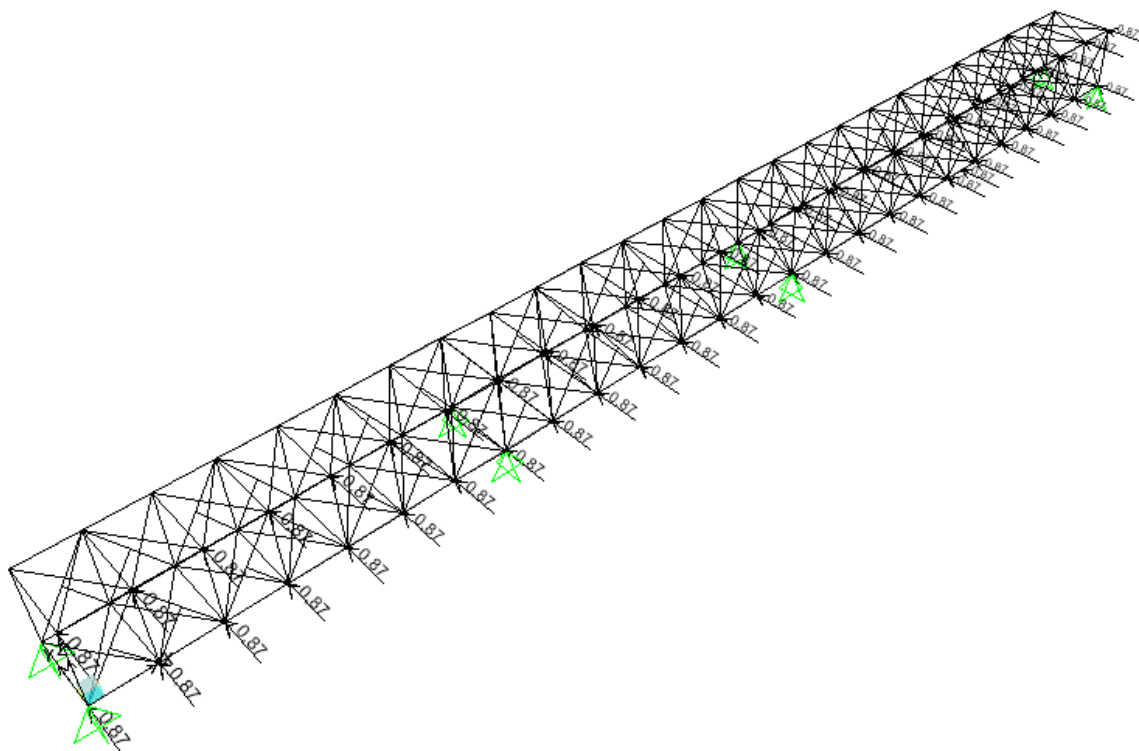


Figura 18 – Posicionamento da carga vento  
Fonte: Autoria própria

## 4.2 Combinação das ações

Serão considerados os seguintes carregamentos:

- PP – Peso próprio
- PE – Carga representativa dos pedestres
- EX – Carga excepcional

- VE – Carga devido ao vento

Para os valores das ações obtidos por unidade de área, foram calculadas as áreas de influência e distribuídas apenas sobre os nós.

De acordo com a ABNT NBR 14762:2010, para o dimensionamento dos elementos estruturais, as combinações últimas normais seguem a equação ( 5 ), sendo:

$F_{Gi,k}$  : os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ : valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

$F_{Qj,k}$ : valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

$\psi_0$ : fatores de combinação

$\gamma$ : coeficiente de ponderação das ações

$$Fd = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} + G_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (5)$$

Dessa forma, foram criadas as combinações de ações expressas pelas equações ( 6 ) ( 7 ) ( 8 ).

- Combinação 1 = 1,25.PP+1,5.PE+1,4.0,6.VE+1,5.0,6.EX ( 6 )

- Combinação 2 = 1,25.PP+1,4.VE+1,5.0,6.PE+1,5.0,6.EX ( 7 )

- Combinação 3 = 1,25.PP+1,5.EX+1,4.0,6.VE+1,5.0,6.PE ( 8 )

Segundo Javaroni (2015), uma vez que todos os componentes da construção composta por aço, pode-se supor que a análise dos deslocamentos é um estado de limite reversível, então é preciso utilizar a combinação frequente de serviço, de acordo com a equação ( 9 ), sendo as equações ( 10 ) ( 11 ) ( 12 ) as combinações frequentes de serviço utilizadas. Esta combinação de ações considera as cargas permanentes com seu valor total, uma carga acidental principal  $F_{Q1,k}$ , ponderada do coeficiente de redução  $\psi_1$  e as demais cargas acidentais  $F_{Qj,k}$  consideradas secundárias, ponderadas do coeficiente de redução  $\psi_2$ .

$$Fd = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad (9)$$

- Combinação 4 = PP+0,4.PE+0,3.EX (10)

- Combinação 5 = PP+0,4.EX+0,3.PE (11)

- Combinação 6 = PP+0,3.VE+0,3.PE+0,3.EX (12)

### 4.3 Deslocamentos máximos

A norma brasileira ABNT NBR 14762:2010 delimita valores máximos de deslocamento que a estrutura pode apresentar em situações usuais de construção. Os valores máximos requeridos para os deslocamentos verticais e horizontais são dados na figura 19.

Descrição	$\delta^a$
Travessas de fechamento	$L / 180^b$
	$L / 120^{c,d}$
Terças de cobertura <sup>g</sup>	$L / 180^e$
	$L / 120^f$
Vigas de cobertura <sup>g</sup>	$L / 250^h$
Vigas de piso	$L / 350^h$
Vigas que suportam pilares	$L / 500^h$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	$H / 300$
— Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H / 400^i$
— Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
— Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H / 400$
— Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$H / 500^j$
<sup>a</sup> $L$ é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, $H$ é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, $h$ é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar). <sup>b</sup> Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso eles existam). <sup>c</sup> Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento. <sup>d</sup> Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico. <sup>e</sup> Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente. <sup>f</sup> Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico. <sup>g</sup> Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade. <sup>h</sup> Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm. <sup>i</sup> O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm. <sup>j</sup> Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.	

Figura 19 – Deslocamento máximos  
Fonte: ABNT NBR14762: 2010

No presente trabalho, por se tratar de uma passarela foi utilizados a descrição viga para piso. Dessa forma, o maior deslocamento que a estrutura pode apresentar é de 0,063 m.

#### 4.4 Frequência Natural

A análise dos modos de vibração será realizada através do valor da frequência modal, que é possível obter por meio do valor de período do pior modo de vibração

da estrutura que o programa computacional SAP2000 nos fornece. Por meio deste resultado, verifica-se se a estrutura não se encontra na faixa de risco delimitada pela EUROCODE 0.

Os critérios de conforto para vibrações em passarelas, não serão abordados no presente trabalho, deixando a análise de vibrações apenas dentro dos critérios do Estado Limite Último.

#### 4.5 Fluxogramas

O processo de verificação dos elementos tracionados empregados nesta dissertação segue os fluxogramas propostos na figura 20, no qual segue como referência a ABNT NBR14762:2010 onde:

$A$  = área da seção bruta

$F_y$  = resistência ao escoamento do aço

$\gamma$  = coeficiente de ponderação

$C_t$  = coeficiente de redução da área líquida, ou coeficiente de uniformização das tensões na tração, depende do tipo de ligação e arranjo geométrico da mesma.

$A_n$  = área líquida da seção transversal da barra, que para ligações parafusadas devem ser analisadas as prováveis linhas de ruptura, sendo a seção crítica aquela correspondente ao menor valor da área líquida, para ligações soldadas, não haverá redução na área bruta.

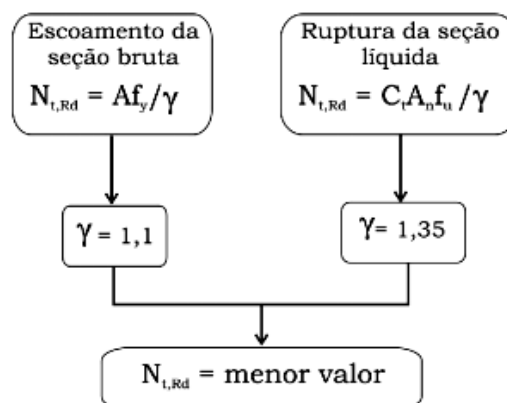


Figura 20 - Fluxograma do dimensionamento devido ao esforço de tração  
Fonte: CBCA (2008)

Os elementos comprimidos podem apresentar falhas por escoamento, flambagem global ou flambagem local das partes componentes do perfil, entretanto, segundo Javaroni (2015) na maioria dos casos o colapso é oriundo do fenômeno de instabilidade global.

Para apresentar o processo de verificação de flambagem global foi realizado um fluxograma apresentado na figura 21, onde seções de dupla simetria a flambagem por flexão é a predominante, na monossimétricas é necessário também o cálculo da flambagem por flexão e torção, por fim nas seções que não apresentam eixo de simetria a combinação envolvendo flexão em torno dos dois eixos principais de inércia e torção em torno do eixo longitudinal sempre ocorre.

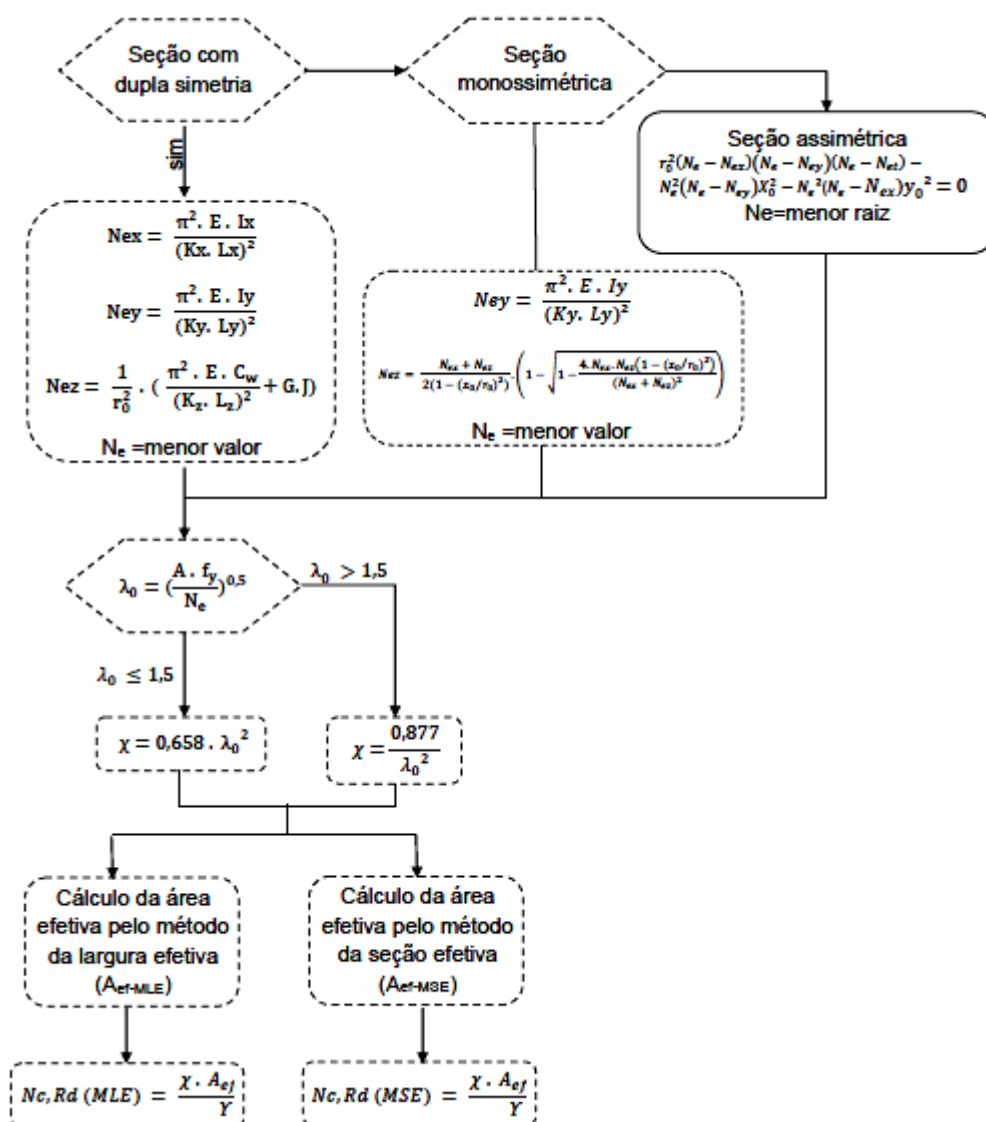


Figura 21 - Fluxograma do dimensionamento do esforço a compressão – flambagem por flexão, torção ou flexo-torção  
Fonte: Autoria própria

O processo de verificação de flambagem local foi obtido através de dois métodos, o método da largura efetiva (MLE) que leva em conta as larguras efetivas dos elementos totalmente ou parcialmente comprimidos e o método da seção efetiva (MSE) que realiza de forma direta o cálculo das propriedades geométricas efetivas da seção transversal das barras.

No MLE a largura efetiva (bef) é considerada igual à largura do elemento (b) caso o índice de esbeltez reduzido do elemento de chapa ( $\lambda_p$ ), calculado pela equação (13), não ultrapasse 0,673, caso isso ocorra seu valor é calculado de acordo com a equação (14).



$$\lambda p = \frac{b/t}{0,95(kE/\sigma)^{0,5}} \quad (13)$$

$$b_{ef} = b\left(1 - \frac{0,22}{\lambda p}\right)/\lambda p \quad (14)$$

Sendo:

$\sigma$ : a tensão máxima aplicada na chapa;

k: coeficiente de flambagem de chapa, segundo a ABNT NBR14762:2010 para elementos uniformemente distribuídos vale 4,0 para elementos planos com duas bordas vinculadas a outros elementos na mesma direção longitudinal do perfil, as almas, e 0,43 para elementos vinculados apenas em uma borda, as mesas.

No MSE, o cálculo pode simplificar o trabalho de calcular as larguras efetivas elemento por elemento, considerando o comportamento global da seção transversal da barra. Define-se como parâmetro de esbeltez o índice indicado na equação (15).

$$\lambda p = (A \cdot \sigma / Nl)^{0,5} \quad (15)$$

Sendo Nl a força axial de flambagem local elástica, calculada por meio de equações que variam de acordo com a seção transversal dos perfis apresentadas na ABNT NBR14762:2010.

Caso o parâmetro de esbeltez não ultrapasse 0,776 a área efetiva pode ser considerada igual a área bruta da seção, porem caso seja maior que esse valor a área efetiva é calculado de acordo com a equação (16).

$$A_{ef} = A \left(1 - \frac{0,15}{\lambda p^{0,8}}\right) \cdot \frac{1}{\lambda p^{0,8}} \quad (16)$$

No resultado e discussões apresentamos como essas teóricas foram aplicadas na estrutura e seus valores finais.

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 5.1 Carregamentos

A estrutura apresentou os seguintes resultados de esforços solicitantes devido ao esforço do vento:

- Área frontal efetiva da estrutura:  $38,12\text{m}^2$
- Coeficiente de arrasto: 1,75
- Força Global do Vento:  $VE=53,35\text{ KN}$

O peso próprio obtido após conhecida as dimensões de cada elemento da estrutura foi de  $PP=82,69\text{ KN}$

### 5.2 Dimensões dos Elementos

Os elementos da estrutura foram divididos de acordo com a figura 22 e 23, onde são apresentados as diagonais, banzos, montantes, longarinas e transversinas.

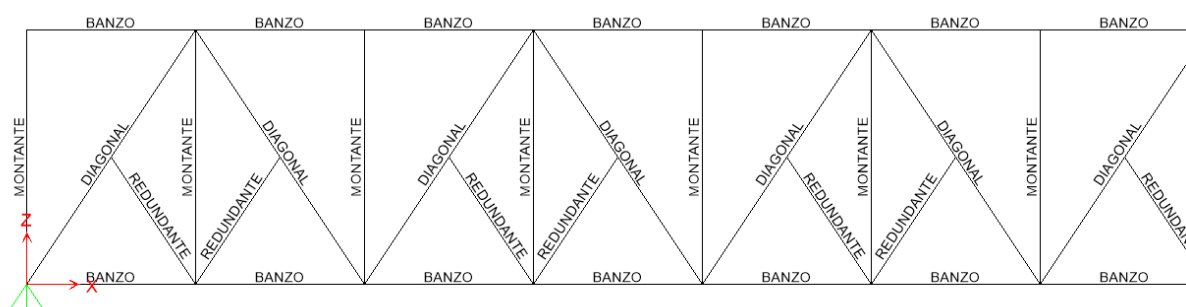


Figura 22 - Nomenclatura eixo X-Z  
Fonte: Autoria própria

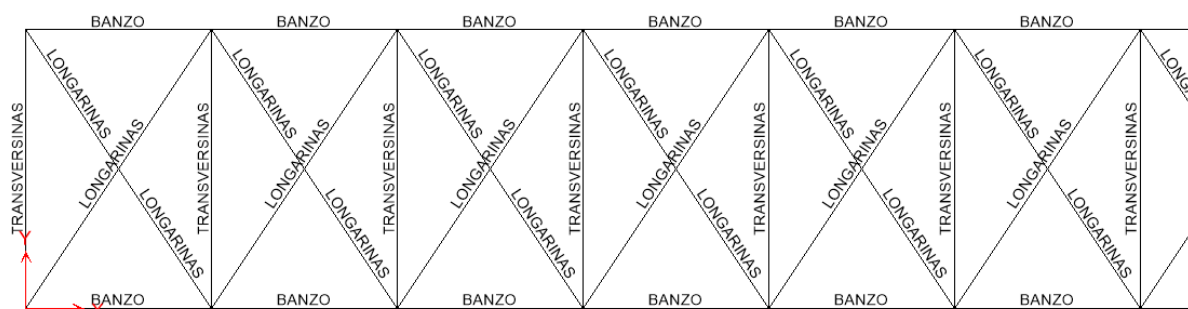


Figura 23 - Nomenclatura eixo x-y  
Fonte: Autoria própria

O projeto estudado apresentou pequena variação nos esforços axiais resultantes nas barras. Dessa forma, a verificação se fez com base nos esforços das barras mais solicitadas.

Definida a geometria da estrutura e seus carregamentos realizou-se o modelo computacional, e com base em seus resultados, foram verificados os elementos da estrutura, seguindo os fluxogramas apresentados no item 4.9, quanto a esforços de compressão e tração. Esses resultados estão apresentados nos itens a seguir.

### 5.2.1 Banzos inferiores e superiores

Os banzos foram calculados com perfil tipo I, com 12,5cm de altura da alma, 15 cm de largura da mesa e espessura em toda a seção de 3,35mm. Esta seção transversal é composta por dois perfis U unidos em sua alma, conforme apresentado na figura 24. As propriedades geométricas das seções transversais foram calculadas com o auxílio do pacote computacional AutoCAD2013.

Segue a rotina de verificação, desenvolvida com o auxílio do programa Office Excel.

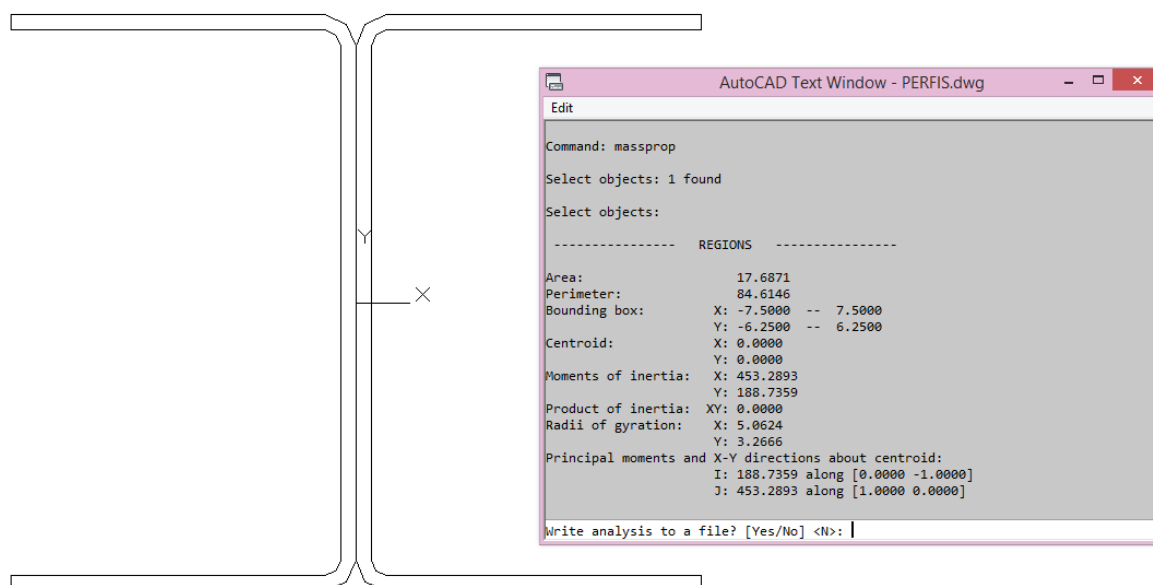


Figura 24 – Propriedades da seção transversal do banzo (2U125x75x3,35)  
Fonte: Autoria Própria

Comparando o perfil formado a frio escolhido com perfil soldado com a inércia mais próxima vemos na equação (17) e (18) que o primeiro possui a relação inércia por massa 63,6% maior que o soldado, mostrando que se expandirmos essa verificação para a estrutura como um todo, podemos considerá-la mais leve pelo material empregado.

- Formado a frio: (2U125x75x3,35)

$$\frac{I_y}{m} = \frac{188,73}{13,88} = 13,60 \quad (17)$$

- Soldado: (VS200x19)

$$\frac{I_y}{m} = \frac{182}{21,9} = 8,31 \quad (18)$$

O valor do comprimento efetivo de flambagem em relação a todos os eixos para esse caso é de 200 cm. A constante de empenamento e o raio de giração polar para a seção I foi calculada pelas equações (19) e (20) respectivamente:

$$C_w = \frac{t_f \cdot b^2 \cdot h^3}{24} = \frac{0,335 \cdot (2 \cdot 7,5)^2 \cdot 12,5^3}{24} = 6134,03 \text{ cm}^6 \quad (19)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{5,06^2 + 3,24^2} = 6,02 \text{ cm} \quad (20)$$

Calculou-se assim as forças normais de flambagem elástica por torção e em relação aos eixos de acordo com as equações (1321),(2214) e (23).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 453,28}{(200)^2} = 2236,85 \text{ KN} \quad (1321)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 188,73}{(200)^2} = 931,34 \text{ KN} \quad (2214)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right) = \frac{1}{6,02^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 6134,03}{(200)^2} + 7700 \cdot 0,33 \right) \quad (23)$$

$$N_{ez} = 907,08 \text{ KN}$$

Como se trata de uma seção transversal com dois eixos de simetria, o valor da força normal por flambagem elástica é o menor valor calculado, logo,  $N_e=931,34$  KN.

A fim de se obter a força axial de resistência a compressão de cálculo tem-se na equação ( 24 ) o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem global.

$$\lambda_0 = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5} = \sqrt{\frac{17,69 \cdot 30}{931,36}} = 0,77 \quad (24)$$

O valor do índice de esbeltez é menor que 1,5, portanto o fator de redução da força axial de compressão foi calculado com a equação (25).

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,77^2} = 0,78 \quad (25)$$

A área efetiva da seção transversal da barra foi calculada por dois métodos, o método da largura efetiva (MLE) e o método da seção efetiva (MSE).

Pelo MLE a área efetiva apresentou um valor de 2,17cm<sup>2</sup>, já pelo MSE a área efetiva calculada foi igual a 17,98cm<sup>2</sup>.

Com todos esses valores calculados, pode-se por fim obter o valor da força axial de compressão resistente de cálculo, conforme as equações ( 15 ) e ( 167 ).

$$N_{c,Rd} (MLE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,78 \cdot 12,17 \cdot 30}{1,2} = 237,24 \text{ KN} \quad (15)$$

$$N_{c,Rd} (MSE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,78 \cdot 17,98 \cdot 30}{1,2} = 350,40 \text{ KN} \quad (167)$$

Para o cálculo do valor da força axial de tração resistente de cálculo, multiplicou-se a área da seção bruta pela resistência ao escoamento do aço, e dividiu pelo coeficiente de ponderação, conforme apresentado na equação ( 178 ).

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{17,69 \cdot 30}{1,1} = 482,45 \text{ KN} \quad (178)$$

O programa SAP2000 nos fornece os diagramas de forças axiais em todas as barras da treliça para as combinações de ações. A combinação que apresenta o maior valor de solicitações é a combinação 1 apresentada no item 5.2, a figura 25 mostra os diagramas de esforços. A maior força axial nos banzos é de 180,4KN, um valor 24,0% abaixo da força axial resistente a compressão de cálculo pelo método da largura efetivada, 48,5% abaixo pelo método da seção efetiva e 62,6% abaixo da força axial resistente a tração de cálculo, demonstrando atender os requisitos de geometria e carregamento da estrutura.

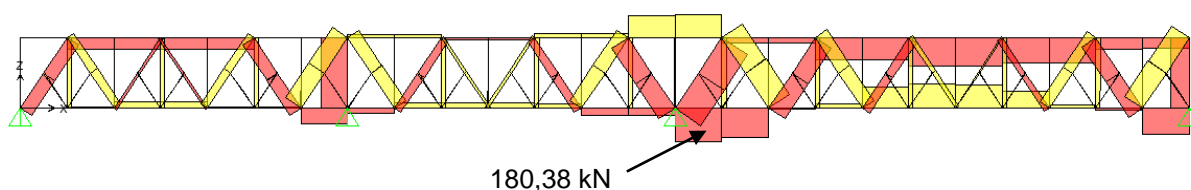


Figura 25- Diagrama de forças axiais dos banzos para a combinação 1, na cota 3 m do eixo y.  
Fonte: Autoria própria

## 5.2.2 Diagonais

As diagonais foram calculadas com perfil tipo T, com altura da alma de 12,5 cm, largura da mesa de 25cm e espessura em toda a seção de 4,75mm. Formado por dois perfis L unidos por sua alma, conforme apresentado na figura 26 as propriedades geométricas das seções transversais foram calculadas com o auxílio do pacote computacional AutoCAD2013.

Segue a rotina de verificação, desenvolvida com o auxílio do programa Office Excel.

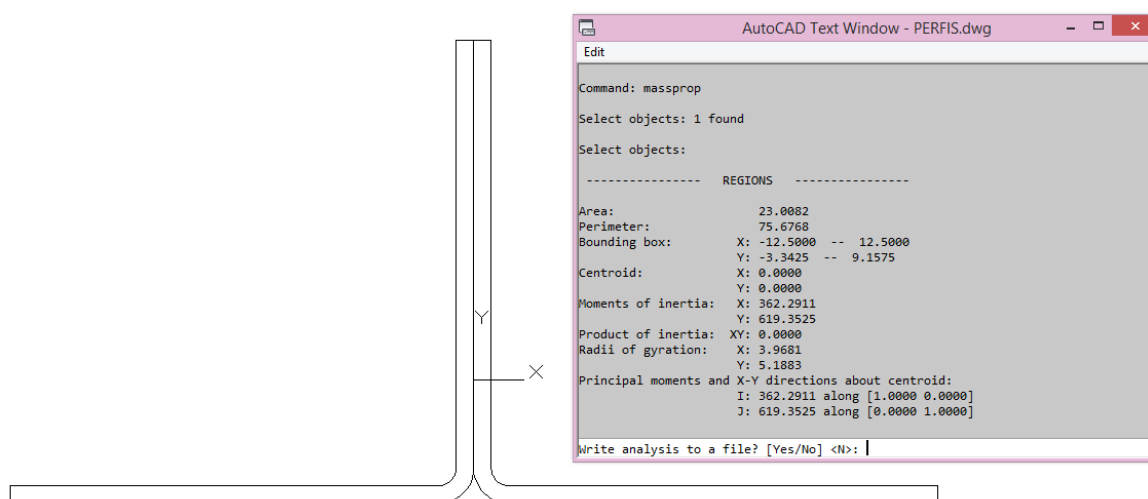


Figura 26 - Propriedades da seção transversal da diagonal (2L12,5x4,75)  
Fonte: Autoria Própria

O valor do comprimento efetivo de flambagem para esse caso é de 180cm em relação ao eixo x e y, e igual a 360cm em relação ao eixo z.

Para seções transversais no formato de um T a constante de empenamento se aproxima muito do zero, por isso nesse trabalho consideramos  $C_w = 0$ , e então calculou-se as forças normais de flambagem elástica por torção e em relação aos eixos de acordo com as equações ( ( 189 ), ((30) e ( ( 31).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 362,29}{180^2} = 2225,66 \text{ KN} \quad ( ( 189 ) \quad ((30)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 619,35}{180^2} = 3773,30 \text{ KN}$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right) = \frac{1}{7,29^2} (7700 \cdot 1,72) = 249,10 \text{ KN} \quad (31)$$

Como a seção transversal apresenta apenas um eixo de simetria foi necessário calcular a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção, como mostra a equação ( 32 ).

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right) = 589,04 \text{ KN} \quad (32)$$

E então a força axial de flambagem global elástica  $N_e$  será dada pelo menor valor entre  $N_{ey}$  e  $N_{exz}$ , que é  $N_e = 589,04 \text{ KN}$ .

A fim de se obter a força axial de resistência a compressão de cálculo tem-se na equação ( 33 ) o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem local.

$$\lambda_0 = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5} = \sqrt{\frac{23,0 \cdot 30}{589,04}} = 1,09 \quad (33)$$

O valor do índice de esbeltez é menor que 1,5, portanto o fator de redução da força axial de compressão foi calculado com a equação ( 34 ).

$$\chi = 658^{\lambda^2} = 658^{1,09^2} = 0,61 \quad (34)$$

A área efetiva da seção transversal da barra foi calculada pelo método da largura efetiva e o seu valor deu  $A_{ef} (MLE) = 13,12 \text{ cm}^2$ . Com todos esses valores calculados, pode-se enfim obter o valor da força axial de compressão resistente de cálculo, conforme a equação ( 3519 ).

$$N_{c,Rd} (MLE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,61 \cdot 13,12 \cdot 30}{1,2} = 199,62 \text{ KN} \quad (3519)$$



Para o cálculo do valor da força axial de tração resistente de cálculo utilizou-se a equação (36).

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{23,3 \cdot 30}{1,1} = 635,45 \text{ KN} \quad (36)$$

O programa SAP2000 nos fornece os diagramas de forças axiais em todas as barras da treliça para as combinações de ações. A combinação que apresenta o maior valor de solicitações é a combinação 1 apresentada no item 5.2, a figura 27 mostra os diagramas de esforços. A maior força axial nas diagonais é de 166,1 kN, um valor 16,8% abaixo da força axial resistente a compressão de cálculo e menos da metade da força axial resistente a tração de cálculo, demonstrando atender os requisitos de geometria e carregamento da estrutura.

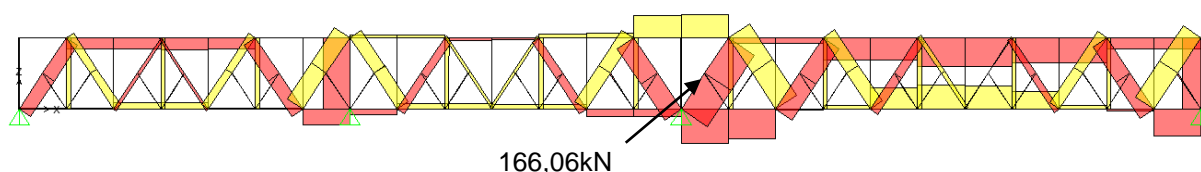


Figura 27 - Diagramas de forças axiais das diagonais para a combinação 1, na cota 3m do eixo y.  
Fonte: Autoria própria

### 5.2.3 Montantes

Os montantes foram calculados com perfil tipo T, com altura da alma de 12,5 cm, largura da mesa de 25cm e espessura em toda a seção de 4,75mm. Formado por dois perfis L unidos por sua alma, conforme apresentado na figura 28 as propriedades geométricas das seções transversais foram calculadas com o auxílio do pacote computacional AutoCAD2013.

Segue a rotina de verificação, desenvolvida com o auxílio do programa Office Excel.

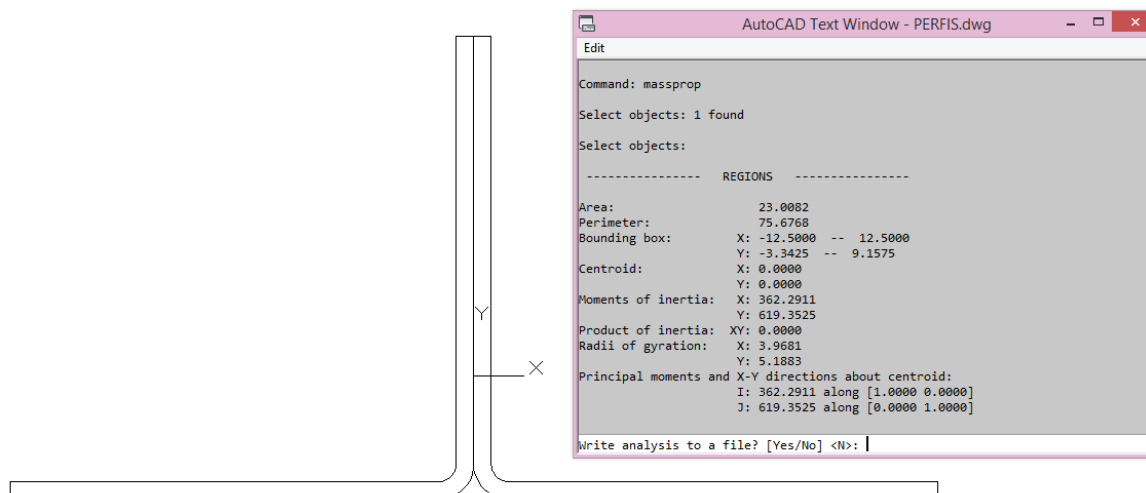


Figura 28 - Propriedades da seção transversal do montante (2L12,5x4,75)  
Fonte: Autoria Própria

O valor do comprimento efetivo de flambagem para esse caso é de 300 cm, igual em relação a todos os eixos.

Para seções transversais no formato de um T a constante de empenamento se aproxima muito do zero, por isso nesse trabalho consideramos  $C_w = 0$ , e então calculou-se as forças normais de flambagem elástica por torção e em relação aos eixos de acordo com as equações ( 207 ), ( 218 ) e ( 229 ).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 362,29}{300^2} = 801,39 \text{ KN} \quad (207)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 619,35}{300^2} = 1358,39 \text{ KN} \quad (218)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right) = \frac{1}{7,30^2} (7700 \cdot 1,72) = 249,10 \text{ KN} \quad (229)$$

Como a seção transversal apresenta apenas um eixo de simetria foi necessário calcular a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção, como mostra a equação (40).

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right) = 473,10 \text{ KN} \quad (40)$$

E então a força axial de flambagem global elástica  $N_e$  será dada pelo menor valor entre  $N_{ey}$  e  $N_{ex}$ , que é  $N_e=473,10$  KN.

A fim de se obter a força axial de resistência a compressão de cálculo tem-se na equação ( 4123 ) o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem local.

$$\lambda_0 = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5} = \sqrt{\frac{23,3 \cdot 30}{473,10}} = 1,21 \quad ( 4123 )$$

Como o valor do índice de esbeltez é menor que 1,5 o fator de redução da força axial de compressão foi calculado com a equação (42).

$$\chi = 658^{\lambda^2} = 658^{1,21^2} = 0,54 \quad (42)$$

A área efetiva da seção transversal da barra foi calculada pelo método da largura efetiva e o seu valor deu  $A_{ef}$  (MLE)=13,12 cm<sup>2</sup>. Com todos esses valores calculados, pode-se enfim obter o valor da força axial de compressão resistente de cálculo, conforme a equação (43).

$$N_{c, Rd} (MLE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,54 \cdot 13,12 \cdot 30}{1,2} = 176,75 \text{KN} \quad (43)$$

Para o cálculo do valor da força axial de tração resistente de cálculo utilizou-se a equação ( 44 ).

$$N_{t, Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{23,3 \cdot 30}{1,1} = 635,45 \text{KN} \quad ( 44 )$$

O programa SAP2000 nos fornece os diagramas de forças axiais em todas as barras da treliça para as combinações de ações. A combinação que apresenta o maior valor de solicitações é a combinação 1 apresentada no item 5.2, a figura 29 mostra os diagramas de esforços. A maior força axial nos montantes é de 142,8 kN, um valor 19,2% abaixo da força axial resistente a compressão de cálculo e menos da metade da força axial resistente a tração de cálculo, demonstrando atender os requisitos de geometria e carregamento da estrutura.

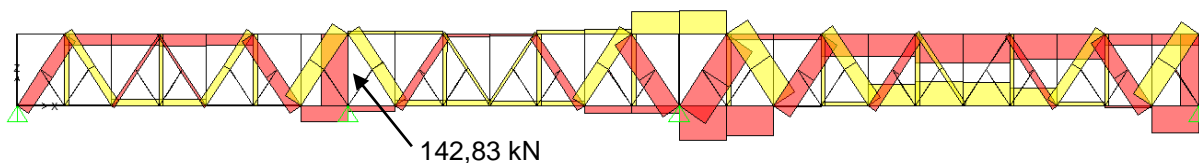


Figura 29 - Diagrama de forças axiais dos montantes para combinação 1  
Fonte: Autoria própria

## 5.2.4 Longarinas

As longarinas foram calculadas com perfil tipo T, com altura da alma de 8 cm, largura da mesa de 16cm e espessura em toda a seção de 3,00mm. Formado por dois perfis L unidos por sua alma, conforme apresentado na figura 30 as propriedades geométricas das seções transversais foram calculadas com o auxílio do pacote computacional AutoCAD2013.

Segue a rotina de verificação, desenvolvida com o auxílio do programa Office Excel.

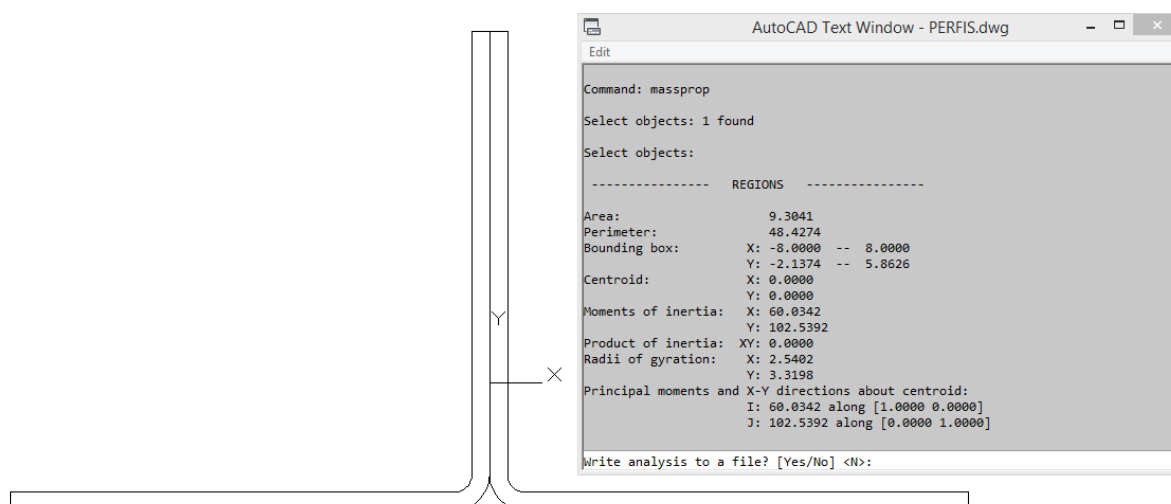


Figura 30 - Propriedades da seção transversal da longarina (2L80x80x3)  
Fonte: Autoria própria

O valor do comprimento efetivo de flambagem para esse caso é de 180 cm em relação ao eixo x e y, e igual a 360 cm em relação ao eixo z.

Para seções transversais no formato de um T a constante de empenamento se aproxima muito do zero, por isso nesse trabalho consideramos  $C_w = 0$ , e então calculou-se as forças normais de flambagem elástica por torção e em relação aos eixos de acordo com as equações ( 245 ), ( 256 ) e ( 267 ).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 42,06}{180^2} = 256,26 \text{ KN} \quad (245)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 48,12}{180^2} = 237,46 \text{ KN} \quad (256)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right) = \frac{1}{2,95} (7700 \cdot 0,21) = 185,92 \text{ KN} \quad (267)$$

Como a seção transversal apresenta apenas um eixo de simetria é necessário calcular a força axial de flambagem global elástica por flexo-torção, como mostra a equação ( 278 ).

$$N_{exz} = \frac{N_{ex} + N_{ez}}{2 \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ex}N_{ez} \left( 1 - \left( \frac{x_0}{r_0} \right)^2 \right)}{(N_{ex} + N_{ez})^2}} \right) = 139,52 \text{ KN} \quad (278)$$

E então a força axial de flambagem global elástica  $N_e$  será dada pelo menor valor entre  $N_{ey}$  e  $N_{exz}$ , que é  $N_e = 139,52 \text{ KN}$ .

Afim de se obter a força axial de resistência a compressão de cálculo tem-se na equação ( 289 ) o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem local.

$$\lambda_0 = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5} = \sqrt{\frac{9,42 \cdot 30}{139,52}} = 1,42 \quad (289)$$

Como o valor do índice de esbeltez é menor que 1,5 o fator de redução da força axial de compressão foi calculado com a equação ( 5029 ).

$$\chi = 658^{\lambda^2} = 658^{1,42^2} = 0,43 \quad (5029)$$

A área efetiva da seção transversal da barra foi calculada pelo método da largura efetiva e o seu valor deu  $A_{ef} (MLE)=3,73\text{cm}^2$ . Com todos esses valores calculados, pode-se enfim obter o valor da força axial de compressão resistente de cálculo, conforme a equação ( 5130 ).

$$N_{c,Rd} (MLE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,43 \cdot 3,73 \cdot 30}{1,2} = 39,92\text{KN} \quad ( 5130 )$$

Para o cálculo do valor da força axial de tração resistente de cálculo utilizou-se a equação ( 5231 ).

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{9,42 \cdot 30}{1,1} = 256,91\text{KN} \quad ( 5231 )$$

O programa SAP2000 nos fornece os diagramas de forças axiais em todas as barras da treliça para as combinações de ações. A combinação que apresenta o maior valor de solicitações é a combinação 1 apresentada no item 5.2, a figura 31 mostra os diagramas de esforços. A maior força axial nas longarinas é de 39,2 kN, um valor 1,8% abaixo da força axial resistente a compressão de cálculo e menos da metade da força axial resistente a tração de cálculo, demonstrando atender os requisitos de geometria e carregamento da estrutura.

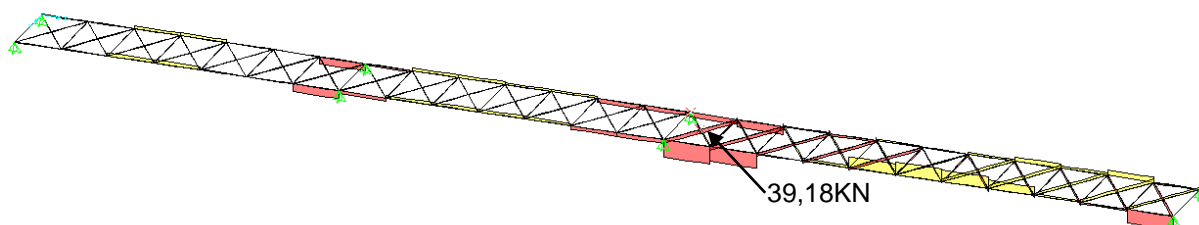


Figura 31 - Diagrama de esforços axiais das longarinas para a combinação 1, na cota 0m do eixo z.

Fonte: Autoria própria

### 5.2.5 Transversinas

As transversinas foram calculadas com perfil tipo I, com 15cm de altura da alma, 10cm de largura da mesa e espessura em toda a seção de 2,25mm. Formado por dois perfis U unidos em sua alma, conforme apresentado na figura 32 as propriedades geométricas das seções transversais foram calculadas com o auxílio do pacote computacional AutoCAD2013.

Segue a rotina de verificação, desenvolvida com o auxílio do programa Office Excel.

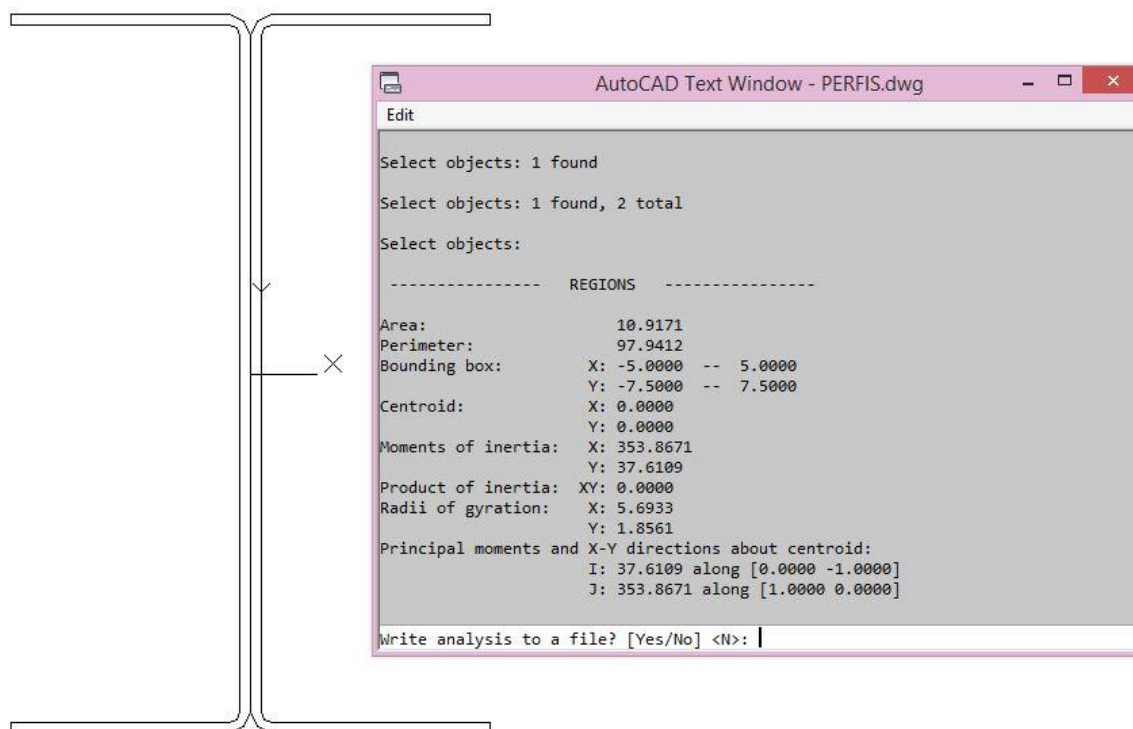


Figura 32 - Propriedades da seção transversal da transversina (2U150x50x2,25)  
Fonte: Autoria própria

O valor do comprimento efetivo de flambagem para esse caso é de 180 cm, igual em relação a todos os eixos. A constante de empenamento e o raio de giração polar para a seção I foi calculada pelas equações (19) e (20) respectivamente:

$$C_w = \frac{t_f \cdot b^2 \cdot h^3}{24} = \frac{0,225 \cdot (2 \cdot 5)^2 \cdot 15^3}{24} = 3164,06 \text{ cm}^6 \quad (5332)$$

$$r_0 = \sqrt{r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{5,69^2 + 1,86^2} = 5,99 \text{ cm} \quad (54)$$

Calculou-se assim as forças normais de flambagem elástica por torção e em relação aos eixos de acordo com as equações (1321),(2214) e (23).

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L_x)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 353,87}{(180)^2} = 2155,88 \text{ KN} \quad (335)$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L_y)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 37,61}{(180)^2} = 229,14 \text{ KN} \quad (346)$$

$$N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L_z)^2} + G \cdot J \right) = \frac{1}{5,99^2} \cdot \left( \frac{\pi^2 \cdot 20000 \cdot 3164,06}{(180)^2} + 7700 \cdot 0,33 \right) \quad (357)$$

$$N_{ez} = 557,95 \text{ KN}$$

Como se trata de uma seção transversal com dois eixos de simetria, o valor da força normal por flambagem elástica é o menor valor calculado, logo,  $N_e=229,14$  KN.

Afim de se obter a força axial de resistência a compressão de cálculo tem-se na equação (24) o índice de esbeltez reduzido associado a flambagem global.

$$\lambda_0 = \left( \frac{A \cdot f_y}{N_e} \right)^{0,5} = \sqrt{\frac{10,92 \cdot 30}{229,14}} = 1,19 \quad (368)$$

Como o valor do índice de esbeltez é menor que 1,5 o fator de redução da força axial de compressão foi calculado com a equação (25).

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{1,19^2} = 0,56 \quad (379)$$

A área efetiva da seção transversal da barra foi calculada por dois métodos, o método da largura efetiva ocasionou em uma  $A_{ef} (MLE)=8,46\text{cm}^2$ , já pelo método da seção efetiva  $A_{ef} (MSE)=9,20\text{cm}^2$ .



Com todos esses valores calculados, pode-se enfim obter o valor da força axial de compressão resistente de cálculo, conforme as equações ( 15 ) e ( 167 ).

$$N_{c,Rd} (MLE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,56 \cdot 8,46 \cdot 30}{1,2} = 116,31 \text{ KN} \quad (6038)$$

$$N_{c,Rd} (MSE) = \frac{\chi \cdot A_{ef} \cdot f_y}{\gamma} = \frac{0,56 \cdot 9,20 \cdot 30}{1,2} = 126,50 \text{ KN} \quad (6139)$$

Para o cálculo do valor da força axial de tração resistente de cálculo, multiplicou-se a área da seção bruta pela resistência ao escoamento do aço, e dividiu por um coeficiente de ponderação, conforme apresentado na equação ( 178 ).

$$N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{10,92 \cdot 30}{1,1} = 297,82 \text{ KN} \quad (6240)$$

O programa SAP2000 nos fornece os diagramas de forças axiais em todas as barras da treliça para as combinações de ações. A combinação que apresenta o maior valor de solicitações é a combinação 1 apresentada no item 5.2, a figura 33 mostra os diagramas de esforços. A maior força axial nas transversinas é de 26,07kN, um valor de aproximadamente 77,6% abaixo da força axial resistente a compressão de cálculo e menos da metade da força axial resistente a tração de cálculo, demonstrando atender os requisitos de geometria e carregamento da estrutura.

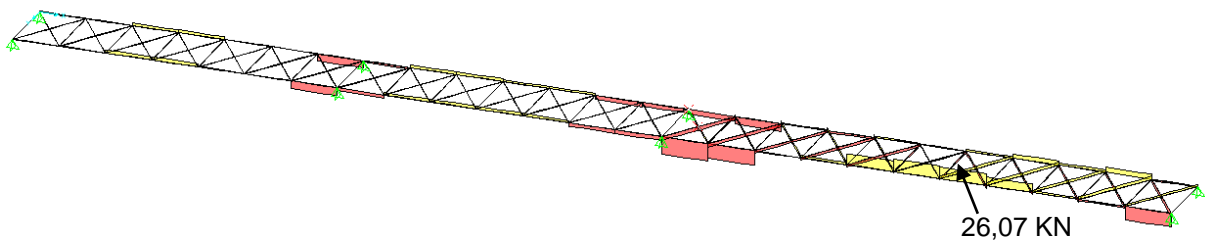


Figura 33 - Diagrama de esforços axiais das transversinas para a combinação 1, na cota 0m do eixo z.

Fonte: Autoria própria

### 5.2.6 Redundantes

Os redundantes possuem forças axiais quase nulas, pois sua função na estrutura se restringe basicamente em diminuir o comprimento de flambagem das diagonais, por isso a seção transversal escolhida foi a mesma apresentada nas transversinas.

### 5.3 Deslocamentos Máximos

O Programa computacional SAP2000 nos fornece os deslocamentos máximos horizontal de vertical da estrutura, como apresentado na tabela 3 para cada carregamento básico e as combinações de serviço.

Os deslocamentos foram verificados ao meio do maior vão da estrutura, os valores positivos indicam orientação para direita e para cima, respectivamente para os deslocamentos horizontal e vertical.

Tabela 3 - Deslocamentos Máximos

Deslocamento (cm)	Carregamento Básico			
	PP	PE	EX	VE
Horizontal	0,00	0,010	0,805	0,002
	7	5	9	2
Vertical	-	-	-	0,015
	0,1478	1,0873	0,1399	9
Combinações para os Estados Limite de Serviço				
	Comb. 4	Comb.5	Comb. 6	
Horizontal	0,2398	0,3209	0,2405	
Vertical	-0,6255	-0,5289	-0,5168	

Fonte: Autoria própria

De acordo com os valores apresentados, pode-se observar que os deslocamentos ocorridos atendem aos valores máximos recomendados no item 4.5, que é de 6,29cm.

#### 5.4 Frequência Natural

O SAP2000 nos fornece os diferentes modos de vibração da estrutura. As figuras 34 e 35, fornecem as, respectivamente o modo de vibração da estrutura que possui a maior frequência e o modo de vibração da estrutura que possui a menor frequência.

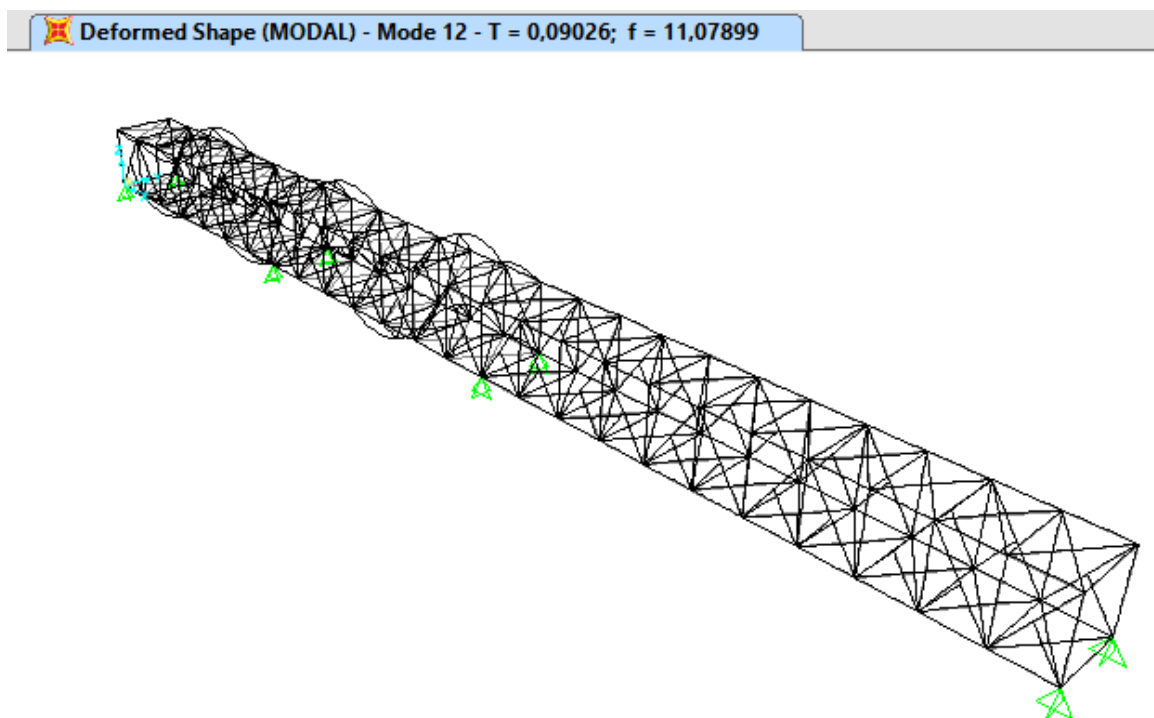


Figura 34 - Diagrama de deformações na estrutura – modo de vibração com a maior frequência modal da estrutura  
Fonte: Autoria própria

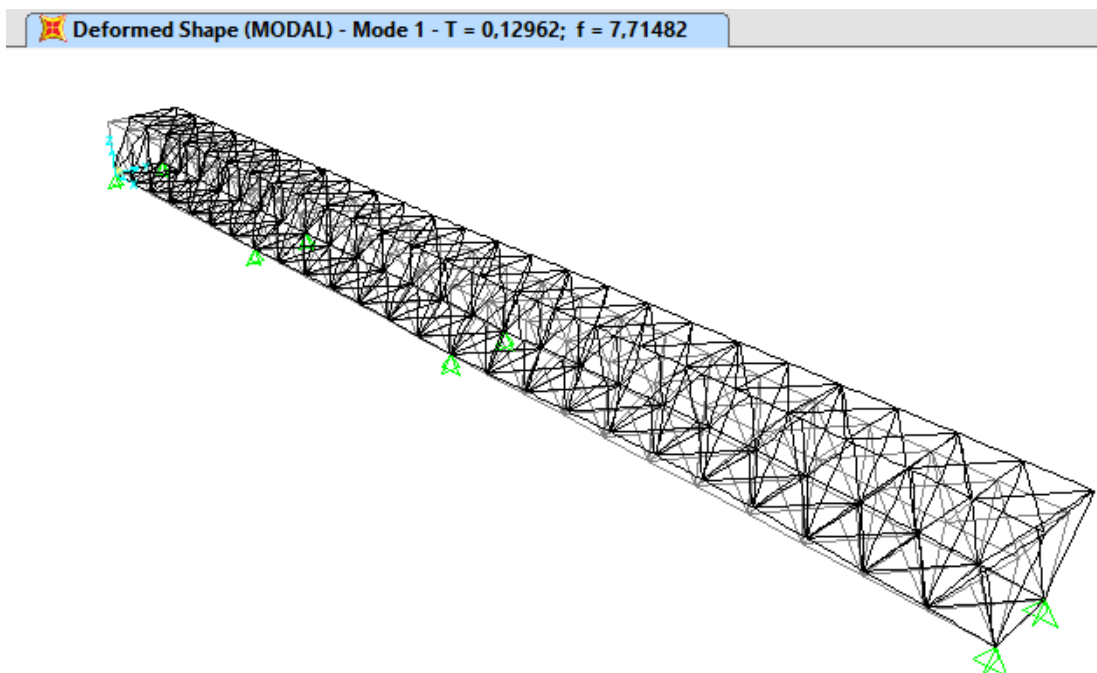


Figura 35 - Diagrama de deformações na estrutura – modo de vibração com a menor frequência modal da estrutura  
Fonte: Autoria própria

Como observado nos diagramas acima, a estrutura calculada possui modos de vibração com frequências naturais variando entre 7,71482 e 11,07899 Hz. Desta forma, a frequência modal mais desfavorável da estrutura encontra-se fora das faixas de risco de vibração definidas pelas normas conservadoras, à exemplo da EUROCODE 0, que delimita a faixa de risco para valores de frequência modal acima inferiores à 5 Hz.

## 6 CONCLUSÕES

Ainda hoje a construção industrializada nacional se apresenta pouco utilizada, caracterizando o setor da construção civil brasileira uma indústria predominantemente artesanal. A construção em aço e as suas diversas formas de aplicação são alternativas que garantem a evolução do conceito de qualidade, racionalidade e economia no processo da construção no Brasil. O perfil formado a frio aparece, dentro desse panorama, como uma interessante opção de material para estruturas leves.

Para o dimensionamento da estrutura optou-se por uma estrutura em formato de treliça, o que acarretou em deslocamentos verticais e horizontais dentro do exigido por norma. Tal sistema estrutural nos permite desconsiderar os cálculos relativos a momentos fletores, havendo apenas cargas axiais de tração em compressão, fato este, que possibilita a utilização dos perfis de aço formado a frio.

Apesar das limitações dos perfis de aço formado a frio, que estão diretamente relacionados ao seu processo de fabricação, como impossibilidade de aplicação do mesmo em estruturas mais pesadas, a restrição nos comprimentos dos vãos, além de limitações de cunho estético, ele tem vantagens evidentes quando aplicado estruturas leves, como a velocidade de execução, maior facilidade no manuseio e transporte do material e diminuição no custo de mão-de-obra e maquinário. Em obras de infraestrutura, como o projeto de passarela proposto no presente trabalho, os aspectos supracitados ganham ainda maior relevância, já que com uma maior velocidade de execução, mitigam-se possíveis transtornos que inevitavelmente ocorrem durante uma obra de infraestrutura pública.

No que tange às características estruturais, é cabível afirmar que o projeto resultou em uma estrutura de passarela leve se comparada com outros perfis de aço laminados ou soldados. Foi possível definir um sistema estrutural com elementos estruturais com resistência aos esforços solicitantes adequadas de elevada relação inercia/peso. Desta forma a estrutura concebida através do dimensionamento, apesar de ser relativamente leve, atende a todos os critérios de verificação determinados em norma, possuindo assim, rigidez adequada à aplicação proposta.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9050**: Acessibilidade a edificações, mobiliário, espaços e equipamentos urbanos. Rio de Janeiro, 2004.

Autodesk, **AutoCAD2013**, 2013

BASTOS, Jorge Dias C. B. **Comportamento aerodinâmico de estruturas esbeltas análise de efeito de rajada**. 2008. 392 f. Tese (Mestre em Estruturas de Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Universidade do Porto, Porto, 2008.

CASTRO, R. C. M.; FREITAS, A. M. S. **Steel framing: Arquitetura**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/ Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2006.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA. **Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355**. Rio de Janeiro: instituto brasileiro de siderurgia/ Centro Brasileiro da construção em aço. 2008.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA. **A utilização das estruturas metálicas e mistas (aço-concreto) no projeto e construção de passarelas e pontes no Brasil**. Disponível em:

<<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=6113>>. Acesso em: 11 jun, 2015.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO - CBCA. Estruturas metálicas reduzem o tempo de construção em até 40%. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/noticias-detalhes.php?cod=6421>>. Acesso em: 11 jun, 2015.

CHODRAUI, Gustavo M. B. **Análise teórica e experimental de perfis de aço formados a frio submetidos à compressão**. 2006. 310 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

Computers and Structures, Inc., **SAP2000 14.1, Structural Analysis Program**, 2009.

CURCIO, Ronald C. L. **Pontes Rodoviárias: Levantamento das principais patologias estruturais**. 2008. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade São Francisco, Itatiba, 2008.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **ISF 216**: Projeto de obras de arte especiais. Rio de Janeiro, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **ISF 219**: Projeto de passarela para pedestres. Rio de Janeiro, 2012.

EN 1990. **EUROCODE 0**: Basis of structural design. Bruxelas: CEN, 2009.

FILHO, Waldir N. F. **Avaliação dos coeficientes de impacto utilizados no cálculo de pontes rodoviárias via análise dinâmica de estruturas**. 2008. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2008.

FORTE, Luiz Antônio. **Dimensionamento e análise de diferentes propostas de longarinas para pontes de concreto armado**. 2014. 101 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

GOECKS, Cristiano. **Análise de ligações parafusadas em estruturas metálicas**. 2011. 67 f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2011.

HANCOCK, G.J.; MURRAY, M.M. ; ELLIFRITT, D.S. Cold-formed steel structures to the AISI specification.

New York. Marcel dekker, Inc. 2001.

HIVOSS. **Human induced vibrations of steel structures**. Porto: Hivoss, 2008.

HUBER, A. W.; BEEDLE, L. S. Residual stress and compressive strength of steel. **Welding Journal**, v.33, n.12, p.589-614, 1954.

JAVARONI, Carlos Eduardo. **Estrutura em aço: Dimensionamento de Perfis Formados a Frio**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2015.

KUSAKA, Isabelle M. **Passarela estaiada de madeira**. 2011. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Curso Superior de Engenharia Civil. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2011.

MASON, J. **Pontes em Concreto Armado e Protendido**. Rio de Janeiro: LTC, 1977.

MATTOS, Tales Simões. **Programa para análise de superestruturas de pontes de concreto armado e protendido**, Tese de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 2001

PFEIL, Walter. **Pontes - Curso básico, projeto, construção, manutenção**. Rio de Janeiro: Campos, 1983.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008**. 8.ed . Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PINHO, F.O.;BELLEI, I. H. **Pontes e Viadutos em Vigas Mistas**. Rio de Janeiro: CBCA, 2007.



SILVA, Edson L.; PIERIN, Igor e PIGNATTA E SILVA, Valdir. **Estruturas compostas por perfis formados a frio - dimensionamento pelo método das larguras efetivas e aplicação conforme abnt nbr 14762:2010 e abnt nbr 6355:2012**. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2014.

YU, Wei-Wen; LABOUBE, Roger A. **Cold-Formed Steel Design**. 4ed. New Jersey: John Wiley & Sons, 2010.