

UNIVERSIDADE FEEVALE

MATEUS STRASSBURGER BIER

ANÁLISE DO IMPACTO DE REALOCAÇÃO DE GALPÃO INDUSTRIAL E AUMENTO
DE CARGA EM UMA COBERTURA METÁLICA – ESTUDO DE CASO

Novo Hamburgo

2020

MATEUS STRASSBURGER BIER

ANÁLISE DO IMPACTO DE REALOCAÇÃO DE GALPÃO INDUSTRIAL E AUMENTO
DE CARGA EM UMA COBERTURA METÁLICA – ESTUDO DE CASO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado para requisito parcial à
obtenção do grau de Bacharel em
Engenharia Civil pela Universidade
Feevale.

Orientador: Prof. Me. Vinicius de Kayser Ortolan

Novo Hamburgo

2020

MATEUS STRASSBURGER BIER

Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil, com o título “Análise do impacto de realocação de galpão industrial e aumento de carga em uma cobertura metálica – estudo de caso”, submetido ao corpo docente da Universidade Feevale, como requisito necessário para obtenção do Grau de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado por:

Professor Me. Vinicius de Kayser Ortolan
Professor Orientador

Professor Dr. Eduardo Polesello
Banca examinadora

Professor Me. José Ernesto de Azevedo Nadalon
Banca examinadora

Novo Hamburgo, julho de 2020.

AGRADECIMENTOS

Começo agradecendo aos meus pais Roberto e Miriam, por todo o apoio, auxílio e incentivo prestados durante todo o período de graduação em Engenharia Civil.

Agradeço também a minha namorada Tainara, que me incentivou, orientou e auxiliou durante o período de elaboração deste trabalho de conclusão de curso, com paciência e companheirismo nos estudos.

E agradeço à Universidade Feevale e todos os profissionais do curso de Engenharia Civil, desde professores a auxiliares. E especialmente ao professor orientador deste trabalho Me. Vinicius de Kayser Ortolan, por todo o tempo dedicado e auxílio prestado, com conhecimento de grande valia, orientações e muita paciência.

RESUMO

O aço foi introduzido na construção civil em torno de 1856, na Inglaterra. No Brasil, a indústria siderúrgica teve seu crescimento após a Segunda Guerra Mundial, com a construção da Usina Presidente Vargas da Companhia Siderúrgica Nacional no ano de 1946. Atualmente, as estruturas metálicas destacam-se principalmente em obras que necessitam alcançar grandes vãos livres com peso próprio reduzido, como galpões industriais, depósitos e complexos esportivos. No que tange a elaboração de projetos estruturais compostos por elementos metálicos, é de suma importância considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos de carregamento na estrutura e para tal, deve-se aplicar as metodologias constantes nas Normas Brasileiras Técnicas NBR 8800 (2008) e NBR 14762 (2010). O presente trabalho tem como objetivo apresentar a análise de uma cobertura em estrutura metálica que será realocada para uma nova planta industrial localizada em uma área com cargas de vento diferentes da sua situação inicial, devido a fatores como rugosidade e topografia do terreno. Além disso, após a transferência de local da estrutura, serão instalados módulos fotovoltaicos na cobertura deste galpão para a geração de energia elétrica. Os resultados obtidos com auxílio do software de análise estrutural Cype3D mostram que a estrutura atende parcialmente aos requisitos normativos de segurança. O software realizou análise nos 1882 elementos entre nós que compõe os pórticos e terças de cobertura, onde apenas 69,60% deles atenderam aos requisitos normativos da NBR 14762 (2010). Após a análise estrutural, verificou-se que para atendimento a 100% das verificações o perfil de aço dos banzos que possui área de seção transversal de $14,45\text{cm}^2$ necessita ter uma área de seção de $37,62\text{cm}^2$, bem como o perfil de aço das terças de cobertura que possui área de seção transversal de $5,70\text{cm}^2$ necessita ter área de $13,50\text{cm}^2$.

Palavras-chave: estruturas metálicas; galpões industriais; análise estrutural.

ABSTRACT

Steel was introduced in civil construction around 1856, in England. In Brazil, the steel industry had its growth after the Second World War, with the construction of the President Vargas Steelworks of the Companhia Siderúrgica Nacional in 1946. Currently, the metallic structures stand out mainly in constructions that need to reach large free spans with their own reduced weight, such as industrial warehouses, sheds and sports spaces. Regarding the elaboration of structural designs composed of metallic elements, it is extremely important to consider the influence of all actions that may produce loading effects on the structure, and, for that, it must apply the methodologies contained in the Brazilian Technical Norms NBR 8800 (2008) and NBR 14762 (2010). The present work aims to present the analysis of a covering for a metallic structure that will be relocated to a new industrial plant located in an area with wind loads different from the initial situation, due to factors such as roughness and topography of the ground. In addition, at the final destination, photovoltaic modules should be installed on the roof of this building for the generation of solar energy. The results obtained by computer analysis with help of the structural analysis software Cype3D, show that the structure partially meets the normative safety requirements, as well as they not meet the minimum allowed displacements. The software analyzed 1882 elements among us that make up the land and roofs, where only 69.60% of them meet the normative requirements of NBR 14762 (2010). After a structural analysis, it was found that to meet 100% of the checks or steel profiles of the flanges, which have a cross-sectional area of 14.45cm^2 , use a sectional area of 37.62cm^2 , as well as the steel profile of the coverage thirds that have a cross-sectional area of 5.70cm^2 , with an area of 13.50cm^2 .

Keywords: metallic structures; industrial warehouses; structural analysis.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Fatores obtidos para cálculo do vento de projeto.	42
Tabela 2: Coeficientes de pressão e de forma.	42
Tabela 3: Coeficientes de pressão resultantes.	43
Tabela 4: Ações atuantes na estrutura em estudo.	44
Tabela 5: Verificações do banzo superior no ponto mais desfavorável.	47
Tabela 6: Verificações no banzo inferior no ponto mais desfavorável.	48
Tabela 7: Verificação para diagonal/montante com maior solicitação.....	50
Tabela 8: Verificações do banzo superior no ponto mais desfavorável.	50
Tabela 9: Verificações do banzo inferior no ponto mais desfavorável.	52
Tabela 10: Verificação para diagonal/montante com maior solicitação.....	53
Tabela 11: Verificação de terça para ponto de maior solicitação.....	53
Tabela 12: Resumo de análises nos elementos da estrutura em estudo.....	54
Tabela 13: Verificação largura x espessura.	60
Tabela 14: Características mecânicas do perfil dos banzos.....	61
Tabela 15: Esforços axiais de tração e compressão gerados nas diagonais e montantes.	64
Tabela 16: Esforços axiais de tração e compressão gerados nas diagonais e montantes.	67

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	9
1.1 OBJETIVOS	10
1.1.1 Objetivo geral	10
1.1.2 Objetivos específicos	10
2. REFERENCIAL TEÓRICO	11
2.1 AÇO ESTRUTURAL	11
2.1.1 Características mecânicas dos aços	12
2.1.2 Propriedades físicas dos aços	14
2.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS PARA USO ESTRUTURAL	16
2.3 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS	18
2.3.1 Partes componentes de um edifício estrutural	18
2.3.2 Tipos de coberturas para edifícios industriais	22
2.4 LIGAÇÕES DOS ELEMENTOS	24
2.5 AÇÕES EM ESTRUTURAS	24
2.5.1 Ações de vento	25
2.6 COMBINAÇÃO DE AÇÕES	27
2.7 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	29
2.8 SOLICITAÇÕES NOS ELEMENTOS DE AÇO	30
2.8.1 Elementos tracionados	30
2.8.2 Elementos comprimidos	31
2.9 MÓDULOS FOTOVOLTAICOS	32
3. MATERIAIS E MÉTODOS	35
3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA	35
3.2 OBJETO DE ESTUDO	35
3.3 METODOLOGIA DA PESQUISA	38
3.3.1 Vistoria da estrutura	39
3.3.2 Cargas permanentes: peso próprio e carga adicional na cobertura	40
3.3.3 Cargas variáveis: sobrecarga e vento	40
3.3.4 Lançamento da estrutura em software de análise	43
3.3.5 Combinação de ações	44
3.3.6 Análise estrutural	45
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
4.1 PÓRTICOS DAS EXTREMIDADES	46
4.1.1 Banzos superiores	47
4.1.2 Banzos inferiores	48
4.1.3 Diagonais e montantes	49
4.2 PÓRTICOS INTERMEDIÁRIOS	50
4.2.1 Banzos superiores	50
4.2.2 Banzos inferiores	51
4.2.3 Diagonais e montantes	53
4.3 TERÇAS DE COBERTURA	53
4.4 ANÁLISE DOS ELEMENTOS	54
4.5 PERFIS NECESSÁRIOS	55
CONCLUSÃO	56
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	57

INTRODUÇÃO

Com a difusão do aço como material construtivo durante a Revolução Industrial na Europa, entre os anos de 1760 a 1840, tornou-se possível a execução de estruturas amplas, com grandes vãos livres e abrangendo grandes áreas, suprimindo necessidades de indústrias, aeroportos e pontes (AMORIM, 2018).

Atualmente no Brasil, as construções em aço mais abundantes são utilizadas em indústrias, depósitos e complexos esportivos, denominadas de galpões industriais. Segundo Pravia (2018), galpões ou edifícios industriais são compostos por um único pavimento, constituídos por sistemas estruturais de pórticos espaçados, com cobertura apoiada em terças, vigas ou treliças.

A respeito da elaboração de projetos e dimensionamento de estruturas compostas por elementos metálicos, é imprescindível que o projetista siga as metodologias preconizadas pelas normas técnicas NBR 8800 (ABNT, 2008) e NBR 14762 (ABNT, 2010), bem como considerar as ações de carregamento de vento conforme estabelece a norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

O presente trabalho realiza verificações estruturais de uma cobertura em estrutura metálica de um galpão industrial, que será realocada de uma área urbana do Vale dos Sinos para uma área rural no topo de um morro da mesma região. O elemento de estudo possui dimensões de 32,70m de comprimento, 30,20m de largura e inclinação de 24°. Após a realocação serão instalados módulos fotovoltaicos para geração de energia solar, ocasionando uma sobrecarga de 0,116kN/m² em áreas da cobertura.

Na concepção estrutural de projetos para implantação de edifícios, sejam industriais, comerciais ou residências, o profissional responsável possui diversas variáveis normatizadas que prezam pela segurança da edificação. Por outro lado, a alteração de uso em edificações após sua construção é uma prática comum. Tal fato ocorre devido à necessidade dos usuários, como por exemplo, a montagem de um escritório com equipamentos de carga elevada, a alteração de *layout*, e consequentemente, remoção de paredes. Outra alteração de uso que merece atenção é a que ocorre em coberturas, visto que atualmente existe uma nova tendência de geração de energia solar fotovoltaica, setor que segundo a Associação Brasileira de Energia Solar Fotovoltaica, cresceu 80% no Brasil no ano de 2019 em relação à 2018, portanto, análises estruturais de novas cargas na cobertura de estruturas são necessárias e cada vez mais corriqueiras.

Devido à realocação da estrutura de cobertura metálica e acréscimo de carga proveniente da instalação de equipamentos de geração de energia na mesma, uma verificação estrutural deve ser realizada. A mudança do local fará com que a construção sofra impacto diferenciado da ação do vento, pois a NBR 6123 (ABNT, 1988) que trata da determinação de ações provenientes dessa natureza, leva em consideração fatores como zona geográfica em que a edificação está inserida (urbana, rural ou industrial), de rugosidade e topografia do terreno e fatores estatísticos que devem ser considerados de acordo com o uso da edificação.

Tendo em vista a ocorrência de mudanças de uso e ocupação em edificações, este trabalho tem o intuito de apresentar uma análise técnica de um estudo de caso onde a estrutura sofrerá alterações nos carregamentos, bem como demonstrar o impacto que tais mudanças podem ocasionar na cobertura da estrutura e a importância da realização desta verificação, assim como, demonstrar quais os elementos metálicos necessários para atender aos esforços, caso os existentes não atendam.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos da pesquisa estão divididos em geral e específicos, conforme apresentado nos itens a seguir.

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral do trabalho é analisar o impacto estrutural, com auxílio computacional, causado pela realocação do galpão industrial com cobertura de estrutura metálica, somada ao acréscimo de carga na mesma.

1.1.2 Objetivos específicos

São objetivos específicos deste trabalho:

- a) Verificar os perfis utilizados na cobertura em estrutura metálica, bem como o seu estado de conservação.
- b) Reclassificar a edificação quanto ao seu uso e situação, e caracterizar as ações a serem consideradas no novo local de implantação do galpão.
- c) Analisar com o auxílio de *software* de cálculo estrutural, as possíveis consequências da realocação e do aumento de carga na cobertura da estrutura.
- d) Verificar elementos que atendam as inconformidades encontradas, com relação ao modelo estrutural original.

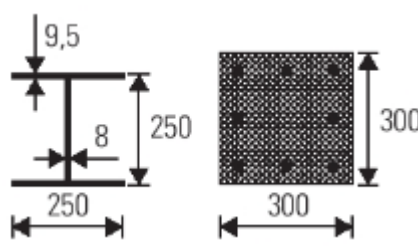
2. REFERENCIAL TEÓRICO

Para o desenvolvimento deste trabalho, que tem o propósito de analisar estruturalmente o impacto gerado pela mudança de uso na cobertura em aço de um galpão industrial, serão expostos neste capítulo para uma melhor compreensão dos métodos de análise utilizados, dados técnicos, normas técnicas e conceitos referentes ao tema.

2.1 AÇO ESTRUTURAL

Mais de 90% dos materiais metálicos existentes são a base de ligas de ferro. O aço estrutural é uma liga composta por ferro e carbono, onde o limite de carbono é de 2,11% da composição (PAWLICKA; FRESQUI; TRSIC, 2013). O carbono é responsável por elevar a resistência do aço em relação ao ferro puro, mas por outro lado, é responsável também por diminuir sua ductilidade, o que pode dificultar sua soldagem (PFEIL; PFEIL, 2014). O aço é um material estrutural que possui alto índice de resistência, ou seja, a razão entre a resistência e o peso específico é maior do que outros materiais. Por esse motivo, os elementos estruturais de aço têm seção transversal com dimensões menores que os de outros materiais, como pode ser observado na Figura 1 (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Figura 1: Comparação entre seções de pilar de aço e pilar de concreto para suportar mesa carga de compressão axial.



Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016, p. 4.

Por exemplo, conforme exposto na Figura 1, um pilar de 3,00 metros de altura que necessite suportar uma força axial de compressão de 1.500kN pode ser constituído por um perfil de aço de seção H com área de 66cm² e peso próprio de 1,5kN, ou então por um elemento de concreto armado de seção quadrada com área de 900cm² e peso próprio de 6,3kN (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Os aços estruturais são classificados em dois grupos, de acordo com a sua composição química: aços-carbono e aços de baixa liga. Aços-carbono são usualmente empregados em

estruturas, onde o aumento de resistência do ferro é produzido pelo carbono e, em menor escala pelo manganês. Aços-carbono possuem um limite de carbono em sua composição de 2% e manganês com limite de 1,65%. Silício e cobre possuem limite de 0,60% e 0,35%, respectivamente. (PFEIL; PFEIL, 2014). Os aços-carbono mais utilizados em estruturas de aço são: ASTM A36 e A570, e os que atendem as normas técnicas brasileiras ABNT NBR 7007, 6648, 6649 e 6650 (BELLEI, 2006). Enquanto, os aços de baixa liga são aços-carbono com adições de elementos químicos de liga em sua composição, como cromo, cobre, manganês, fósforo, níquel, nióbio e silício. Estes elementos de liga adicionados ao aço provocam uma modificação na sua microestrutura, promovendo ganhos de resistência à tração e à compressão do material, com um teor de carbono na ordem de 0,20%, o que traz alta resistência sem prejudicar propriedades de soldabilidade e aumento de resistência a corrosão atmosférica. Entre os aços de baixa liga mais usuais, estão: ASTM A572, A441, A588 e os que atendem as normas técnicas brasileiras ABNT NBR 7007, 5000, 5004, 5008, 5920 e 5921 (BELLEI, 2006).

2.1.1 Características mecânicas dos aços

Nas aplicações estruturais, as grandezas mais relevantes são as tensões (σ) e as deformações (ε) (PFEIL; PFEIL, 2014). As relações tensão-deformação são de suma importância para o entendimento do comportamento de aço em uma determinada situação. (BELLEI, 2006). Por exemplo, para o dimensionamento de estruturas metálicas, é necessário que o projetista conheça o limite de escoamento (F_y) do material em estudo, que segundo Júnior e Rethwisch (2013), é a tensão que o material suporta no regime elástico.

No regime elástico as tensões e deformações são proporcionais entre si, segundo a relação apresentada na Equação 1:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (1)$$

Onde:

σ : tensão aplicada;

E: módulo de elasticidade;

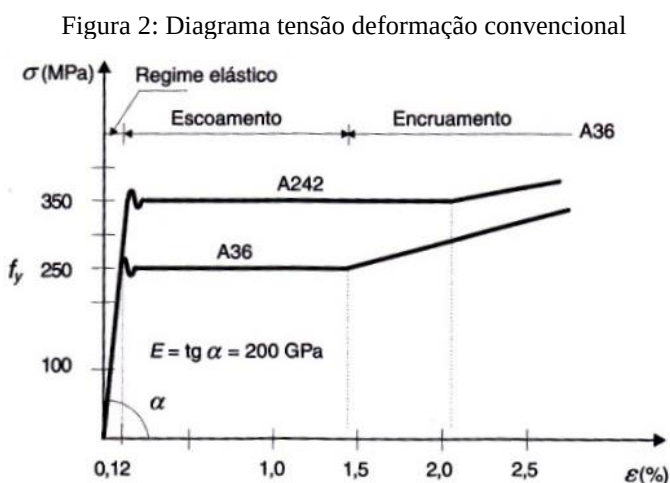
ε : deformação.

A relação entre tensão e deformação apresentada na Equação 1 é conhecida como Lei de Hooke, e a constante de proporcionalidade E é o módulo de elasticidade. O módulo de elasticidade é relacionado com a tensão aplicada e a deformação verificada, logo, quanto maior for seu valor, menor será a deformação elástica resultante de uma tensão aplicada ao material. A deformação em regime elástico não é permanente, ou seja, quando a carga deixa de ser aplicada a peça volta para a sua dimensão original (JÚNIOR; RETHWISCH, 2013).

Ainda, segundo Júnior e Rethwisch (2013), conforme as tensões aplicadas vão se elevando, o material muda seu comportamento de tensão-deformação, do regime elástico para o regime plástico. A deformação plástica é aquela em que o material não volta à forma original, tendo assim deformações residuais após a interrupção do carregamento. A partir da mudança do regime elástico para o plástico a Lei de Hooke não é mais aplicável, e do ponto de vista atômico é onde ocorre a quebra de ligações entre os átomos. Por este motivo, as estruturas são projetadas para a ocorrência apenas de deformações elásticas.

Os aços estruturais possuem nomenclaturas de acordo com suas características mecânicas, definidas pelas associações que o normatizam. Por exemplo, os principais tipos de aço utilizados em estruturas são os ABNT MR250, ASTM A36, ASTM A242, ASTM A7, ASTM A307 e EN S235.

Na Figura 2, é apresentado o diagrama tensão-deformação de dois aços normatizados pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*), o A36 e A242.

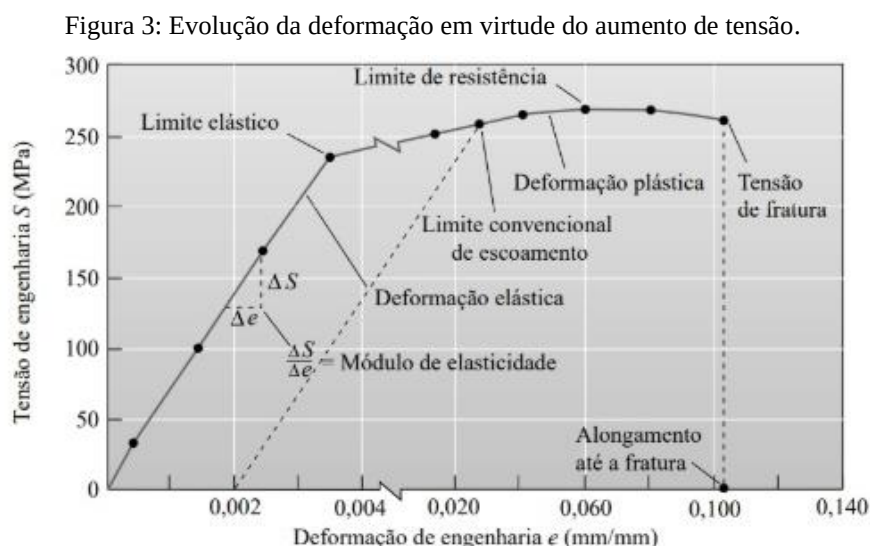


Fonte: PFEIL; PFEIL, 2014, p. 14.

Através da Figura 2 é possível obter o limite de escoamento (F_y) de ambos os aços, sendo 250MPa para o aço A36 e 350MPa para o aço A242. Ainda é possível observar o comportamento descrito pela Lei de Hooke no regime elástico, onde a relação tensão-

deformação evolui de forma proporcional e linear, bem como que mesmo para aços diferentes, o módulo de elasticidade é igual (PFEIL; PFEIL, 2014).

A Figura 3 apresenta um diagrama tensão-deformação para um material hipotético, ilustrando o comportamento padrão de elementos de aço dúcteis quando submetidos a tensões de tração.



É possível, observar na Figura 3 a evolução da deformação sofrida por um elemento de aço em função do aumento de tensão. No ponto de limite elástico, também conhecido como limite de escoamento, ocorre a transição do regime elástico para o regime plástico. No ponto máximo da curva de cada diagrama, obtém-se o limite de resistência ou tensão máxima resistente à tração (F_u), após esse ponto, o aço perde resistência até ocorrer sua fratura (ASKELAND; WRIGHT, 2019).

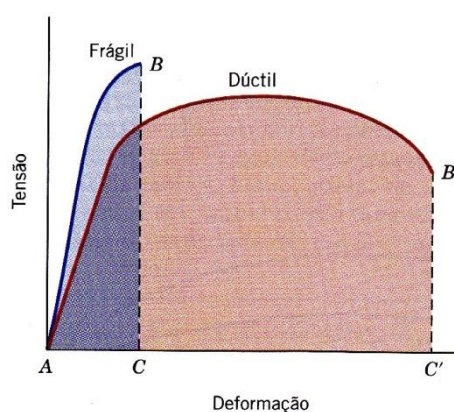
Conforme a NBR 14762 (ABNT, 2010), é recomendado utilizar aços estruturais com propriedades mecânicas adequadas para receber o trabalho a frio, como relação entre a resistência máxima (F_u) e a resistência ao escoamento (F_y) igual ou maior a 1,08, ou seja, a resistência máxima deve ser no mínimo 8% maior que a resistência ao escoamento.

2.1.2 Propriedades físicas dos aços

As propriedades físicas dos aços são parâmetros importantes para escolha do tipo de material a ser empregado em aplicações estruturais. Para Shackelford (2008), ductilidade é o nome dado a capacidade que o material tem de se deformar sob tensões sem romper após a

fase elástica. Para Júnior e Rethwisch (2013), a ductilidade é uma propriedade que determina o grau de deformação plástica que o material suporta até a fratura. Segundo Pfeil e Pfeil (2014), a fragilidade é o oposto da ductilidade, ou seja, aços frágeis possuem baixa capacidade de sofrer deformação plástica até a fratura. O estudo de sua ocorrência em elementos de aço é essencial para a segurança da estrutura, uma vez que materiais frágeis rompem sem que seja possível detectar visualmente deformações excessivas. A Figura 4 apresenta a comparação através de diagrama tensão-deformação de um material dúctil e um material frágil, até sua ruptura.

Figura 4: Tensão-deformação até a ruptura.



Fonte: JÚNIOR; RETHWISCH, 2013, p. 143.

A Figura 4 traz a comparação entre dois materiais de características distintas, onde o representado pela curva de cor vermelha trata-se de um aço dúctil e o representado pela curva de cor azul um aço frágil. Porém, a fragilidade também pode ocorrer em elementos de material dúctil, devido ao estado tri axial de tensões ou pelo efeito de encruamento, fenômeno que ocorre quando a estrutura atômica do aço se rearranja ao ser submetida a baixas temperaturas (BELLEI, 2006).

Segundo Shackelford (2008), os termos resiliência e tenacidade são propriedades diretamente ligadas às propriedades de ductilidade e fragilidade. Conforme Júnior e Rethwisch (2013), resiliência é a capacidade de energia absorvida por unidade de volume do material no regime elástico. Contudo, a tenacidade é a energia que o material é capaz de absorver por unidade de volume até a sua ruptura.

Outra importante propriedade física do aço estrutural é sua resistência à corrosão. Corrosão é uma reação química onde os elementos constituintes do aço interagem com elementos presentes no meio em que ele se encontra exposto, gerando perdas de desempenho do material. A resistência à corrosão pode ser aumentada através de tintas ou galvanização

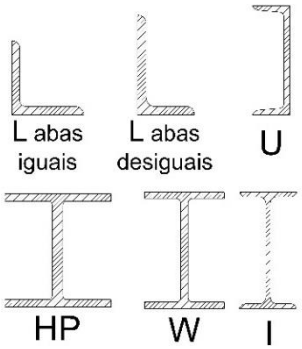
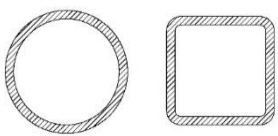
dos elementos de aço. A corrosão ocasiona a perda de seção das peças de aço, tornando-se uma das principais causas de colapso da estrutura (PFEIL; PFEIL, 2014).

2.2 PRODUTOS SIDERÚRGICOS PARA USO ESTRUTURAL

Os principais materiais produzidos para utilização estrutural são em forma de chapas, barras, perfis laminados, perfis chapa dobrada, fios trefilados, cordoalhas e cabos. Chapas, barras e perfis laminados são produzidos em laminadores, em contínuos passes, dando ao aço preaquecido a seção desejada. Fios trefilados são obtidos puxando-se uma barra de aço a frio sucessivamente por meio de fieiras com diâmetros decrescentes. Cordoalhas e cabos são formados por associação de fios (PFEIL; PFEIL, 2014).

Perfis laminados são perfis formados em laminadores, equipamento industrial formado por rolos giratórios, onde placas de aço aquecidas ao rubro são inseridas sucessivas vezes, onde sua sessão é diminuída e seu comprimento aumentado, tal processo é repetido até que se obtenha a seção de perfil desejada. Perfis laminados são produzidos em forma de barras de diversas seções, chapas e nas formas de seção transversal H, I, C e L, apresentados no Quadro 1 (PFEIL; PFEIL, 2014).

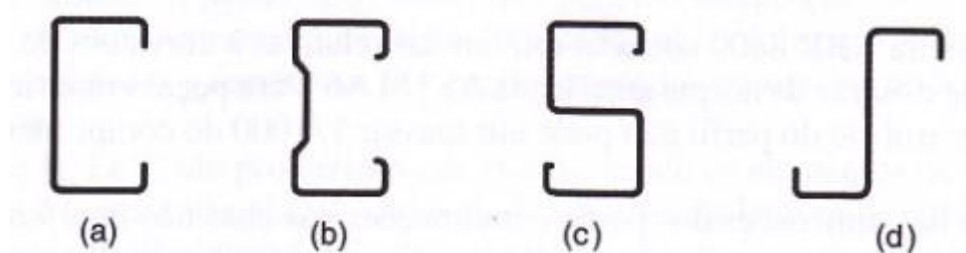
Quadro 1: principais tipos de produtos siderúrgicos laminados

Tipo de perfil	Descrição
	barras com diversas seções
	chapas
	perfis estruturais de diversas seções
	perfis com seção tubular

Fonte: Adaptado de PFEIL; PFEIL, 2014, p. 20.

Perfis de chapa dobrados são produzidos a partir da dobragem a frio de chapas de aço dúcteis, sem que este sofra fraturas. A dobragem das chapas é feita através de prensas, onde gabaritos limitam os raios de dobra, impedindo o risco de fissuras (PFEIL; PFEIL, 2014). É necessário que se conheçam as propriedades mecânicas das chapas para dobragem, como tensão limite de escoamento, tensão de limite de resistência à tração e ductilidade, a fim de se evitar fabricação de peças defeituosas (JAVARONI, 2015). Na Figura 5 são apresentados os principais perfis de chapa dobrada.

Figura 5: Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.

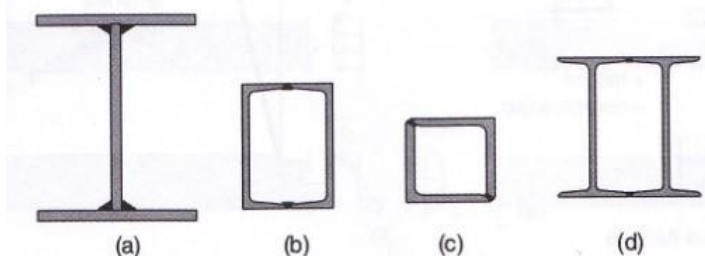


Fonte: PFEIL; PFEIL, 2014, p. 22.

O dobramento de chapas a frio causa uma estricção na região das dobras, ou seja, uma deformação localizada. Após o dobramento, as chapas apresentam um aumento da resistência ao escoamento e à ruptura, no entanto, apresentam menor ductilidade (SILVA; PIERIN; SILVA, 2013).

Perfis soldados são formados pela união de chapas ou perfis simples laminados, através de ligação com solda como mostra a Figura 6.

Figura 6: Perfis soldados compostos de chapas ou perfis laminados.



Fonte: PFEIL; PFEIL, 2014, p. 23

Devido a processos automatizados de solda, onde os elementos a serem unidos passam por esteiras e o material de solda é depositado automaticamente, este produto é produzido competitivamente em grande escala (PFEIL; PFEIL, 2014).

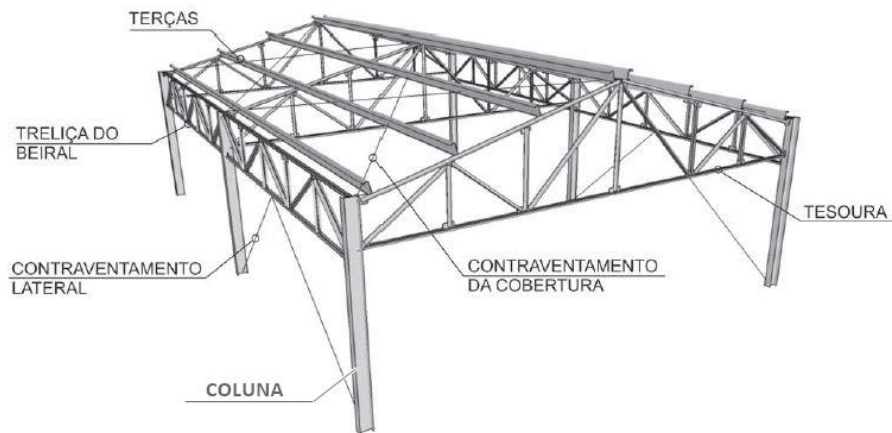
2.3 EDIFÍCIOS INDUSTRIAIS

Os edifícios industriais podem ser construídos com diversos materiais, como concreto, aço, alumínio ou madeira, isoladamente ou combinando esses materiais. De acordo com Bellei (2006), o material mais versátil e empregado para fins estruturais é o aço, devido as suas propriedades mecânicas. Para Pravia, Drahmer e Júnior. (2010), edifícios industriais são construções em aço com finalidade de cobrir grandes áreas, compostas por pórticos regularmente espaçados e cobertura apoiada em terças, destinadas a diversas ocupações, como depósitos, fábricas, oficinas, hangares, entre outros.

2.3.1 Partes componentes de um edifício estrutural

A Figura 7 mostra as principais partes componentes de um edifício industrial comum com vão simples, ou seja, formado por pórticos com dois apoios e tesoura.

Figura 7: Esquema tridimensional de galpão simples em estrutura metálica.



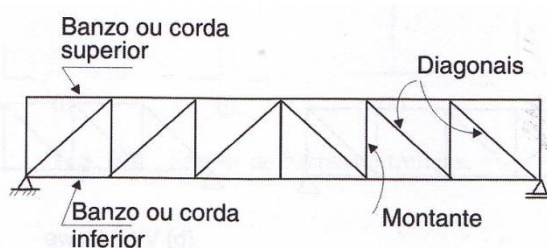
Fonte: Pravia *et al.* 2010, p. 10.

Os principais elementos componentes de galpões industriais são:

- a) treliças;
- b) terças;
- c) contraventamentos;
- d) colunas;
- e) chumbadores e placas de base.

Treliças são elementos estruturais constituídos por barras ligadas entre si e submetidas a cargas nodais (DIAS, 1997). Para Pfeil e Pfeil (2014), as treliças são muito adequadas para estruturas metálicas, visto que os perfis são produzidos em peças de comprimento limitado. Conforme Bellei (2006), a principal característica desse tipo de estrutura é que as barras que compõem – chamados banzos, diagonais e montantes – sofrem solicitações de esforço normais, de tração (normal positivo) ou de compressão (normal negativo), como apresentado na Figura 8.

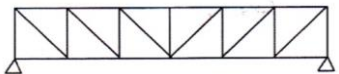
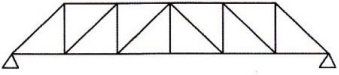
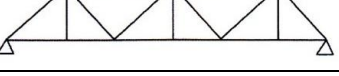
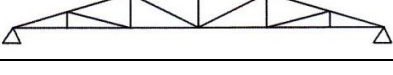
Figura 8: Componentes de uma treliça.



Fonte: PFEIL; PFEIL, 2014.

As principais aplicações de treliças são coberturas de edificações, contraventamentos de edifícios e pontes. Treliças de cobertura geralmente têm o banzo superior inclinado (também conhecida como tesoura treliçada), já as de apoios de piso e pontes possuem banzos paralelos. Treliças podem ter diversas configurações geométricas, as mais usuais são conhecidas por nomes próprios, mostrados a seguir no Quadro 2:

Quadro 2: Geometria dos principais tipos de treliças.

Nomenclatura	Forma geométrica
Viga Pratt	
Viga Howe	
Viga Warren	
Viga Warren com montantes	
Treliça com banzo superior inclinado	

Fonte: Adaptada de Pfeil e Pfeil, 2014.

Terças são perfis colocados na cobertura, entre as vigas principais ou secundárias de pórticos ou tesouras (BELLEI, 2006). Segundo Pfeil e Pfeil (2014), as terças têm a finalidade de suportar e transferir para a estrutura principal as cargas atuantes nos planos da cobertura, tais como peso proveniente das telhas e pressões ocasionadas pelo vento. Como apresenta Figura 9, as cargas de vento causam flexão reta em torno do eixo de maior inércia dos perfis utilizados em terças, enquanto as cargas gravitacionais causam flexão oblíqua.

Figura 9: Flexão oblíqua em terças.

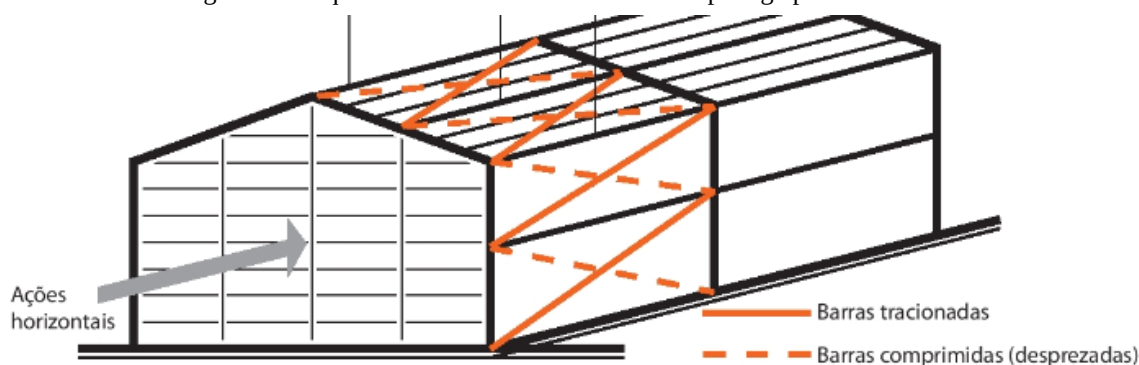


Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016, p.222

Contraventamentos são elementos responsáveis por gerar maior rigidez e estabilidade para a estrutura como um todo. A forma de contraventamento mais utilizada em galpões é a em X, sendo considerado em projeto apenas o trabalho das barras ou perfis tracionados por se tratar de elementos esbeltos. Tal fato se justifica economicamente, pois considerando apenas as barras tracionadas se obtém resultados eficazes para a função do contraventamento, sendo que as barras comprimidas necessitariam ter menor esbeltez e por consequência maior seção transversal, aumentando o consumo de aço.

Os contraventamentos de cobertura tem função de transmitir cargas horizontais que atuam neste plano, geralmente ocasionada por ventos, evitando a ocorrência de flexão excessiva de tesouras em torno do seu eixo de menor inércia. Já contraventamentos verticais, tem a função de transferir as cargas de vento superiores e ponte rolante (se existente) para as fundações, e ficam localizados entre as colunas de sustentação, conforme representado na Figura 10 (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016).

Figura 10: Esquema de contraventamentos em X para galpões industriais.

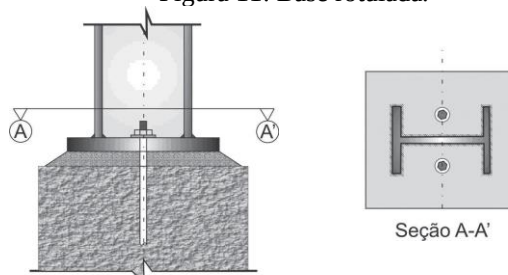


Fonte: FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016.

De acordo com Dias (1997), a disposição de travamento em X é usualmente empregada por ser a solução mais econômica para eliminar a hipostaticidade de um pórtico, ou seja, restringir todos os movimentos possíveis da estrutura, tornando-o isostático e indeformável.

Para Bellei (2006), colunas são elementos estruturais que tem como finalidade levar as cargas originadas da estrutura para as fundações. Conforme Dias (1997), uma coluna pode ser formada por perfis (alma cheia, barras chatas ou redondas, tubulares), pela combinação de perfis (compostos) ou por treliças. As bases das colunas são responsáveis por fazer a ligação entre a coluna e a fundação, podendo ser rotuladas ou engastadas. Bases rotuladas não geram momentos no bloco de fundação, o que ocasiona uma economia significativa neste elemento (PRAVIA, *et. al.* 2010). O tipo de base rotulada mais simples e usual, conforme Figura 11, é composta por chapa solada na extremidade da coluna e fixa no bloco de fundação por dois chumbadores colocados no seu centro (BELLEI, 2006).

Figura 11: Base rotulada.



Fonte: Pravia, *et. al.* 2010.

Chumbadores, segundo Bellei (2006), são barras que tem função de fixar as bases das colunas nos elementos de fundação. De acordo com Pfeil e Pfeil (2014), o aço usual para

chumbadores é o aço ASTM A36. Tais elementos precisam estar perfeitamente ancorados no concreto das fundações, por aderência com ganchos ou através de chapas embutidas.

Bases engastadas ocasionam em fundações mais robustas, pois geram momentos no bloco, mas por outro lado, propiciam estruturas mais econômicas. A base engastada mais simples e mais usada é formada por coluna soldada na placa de base, fixa a fundação por chumbadores afastados do centro do fuste, gerando um braço de alavanca. Quanto mais afastados do centro, menores são as dimensões dos chumbadores (BELLEI, 2006).

2.3.2 Tipos de coberturas para edifícios industriais

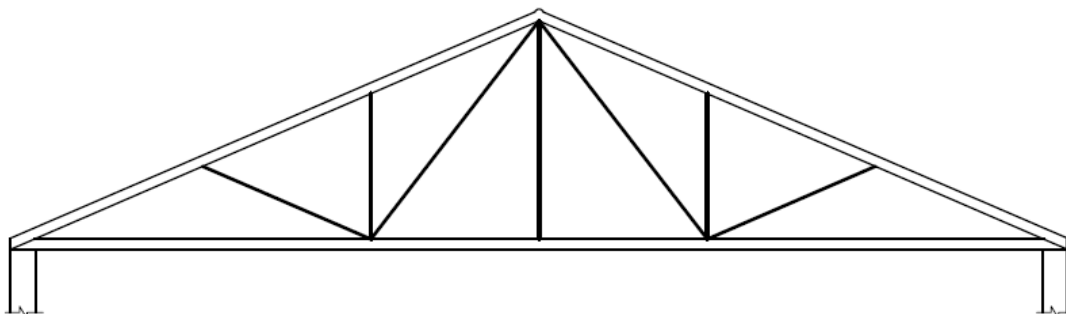
Todo sistema estrutural tem diversas alternativas para a escolha de seus elementos. (PINHO; PENNA, 2008). A seguir, algumas formas de cobertura usuais em pórticos para estruturas metálicas:

a) Cobertura com tesoura treliçada:

Mesmo sendo um dos tipos mais antigos, galpão industrial com tesoura, possivelmente, é um dos modelos mais viáveis economicamente para esse tipo de construção. O consumo de aço por unidade de área (kg/m^2) é baixo em relação a outros modelos (BELLEI, 2006).

Ainda segundo Bellei (2006), para telhados com inclinações inferiores a 15° , é proposto que se estude outras opções geométricas para a tesoura mostrada na Figura 12, visto que em inclinações menores sua montagem não é recomendada por gerar dificuldades na união dos elementos.

Figura 12: Pórtico com tesoura treliçada.

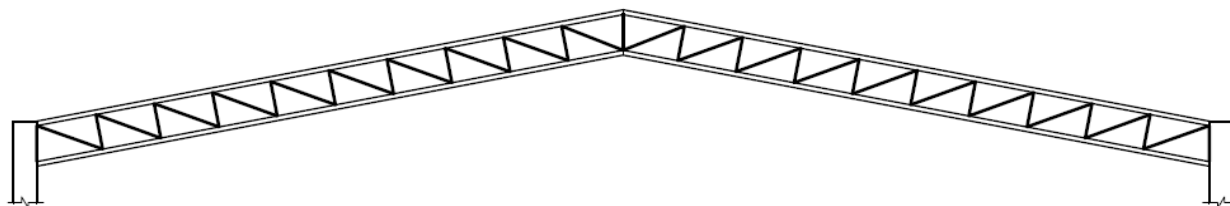


Fonte: Adaptado de BELLEI, 2006, p. 112.

b) Cobertura com viga treliçada:

Quando o vão dos pórticos é elevado, é mais vantajosa para a estrutura utilização de vigas treliçadas e menores inclinações da cobertura, conforme demonstra Figura 13 (BELLEI, 2006).

Figura 13: Pórtico com treliça.

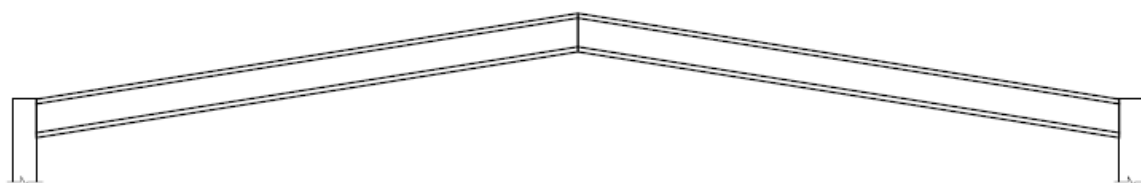


Fonte: Adaptado de BELLEI, 2006, p. 112.

c) Cobertura com vigas em alma cheia:

Pórtico com cobertura de viga em alma cheia é, da mesma forma, um sistema bastante usado, quando de acordo com a tipologia da edificação. Neste sistema, como ilustra Figura 14, os pórticos mais simples são compostos por perfis de mesma seção para as vigas e colunas, utilizados em estruturas de pequenos e médios vãos. Para estruturas com vãos maiores, os perfis das colunas e vigas são variados, de acordo com a necessidade da estrutura (BELLEI, 2006).

Figura 14: Pórtico com vigas em alma cheia.



Fonte: Adaptado de BELLEI, 2006, p. 112.

A escolha da topologia de cobertura ideal varia para cada caso, levando-se em conta parâmetros como tamanho de vão e espaçamento entre pórticos, tipo fundação, inclinação do telhado, localização e utilização. A estrutura ideal será, conseqüentemente, a com menor consumo de aço e com execução otimizada (PRAVIA; DREHMER; JÚNIOR, 2018).

2.4 LIGAÇÕES DOS ELEMENTOS

Estruturas metálicas são formadas por elementos de aço unidos entre si, através de algum meio de ligação. Os meios de ligação podem ser soldas ou parafusos (VASCONCELLOS, 2011).

A ligação dos elementos deve ser dimensionada de forma que sua resistência seja igual ou superior à solicitação de cálculo (S_d). Para a escolha do tipo de ligação não existe uma regra única, pois depende de fatores como os esforços solicitantes na estrutura e rigidez das ligações, por exemplo. Porém, para elementos estruturais montados em fábrica é preferível que sejam executadas ligações soldadas, enquanto nas ligações *in loco* utilizam-se preferencialmente parafusos (VASCONCELLOS, 2011).

Em elementos estruturais executados na indústria, é possível realizar soldas de alta qualidade e com equipamentos apropriados. Em geral, a fusão do material de solda é provocada pelo calor de arcos voltaicos. Neste processo mais usual, o arco voltaico ocorre entre o eletrodo metálico (material de solda) e o aço a ser soldado (PFEIL; PFEIL, 2014).

Os parafusos são elementos que trabalham com a união das chapas através de furos. Em estruturas metálicas, é possível encontrar parafusos do tipo comum ou de alta resistência (PFEIL; PFEIL, 2014). Parafusos comuns são parafusos fabricados em aço-carbono, conhecidos como ASTM A307 ou apenas A307. Estes conectores são utilizados para pequenas estruturas, como plataformas simples, passadiços, terças e estruturas leves. Tal parafuso tem baixo custo e baixa resistência. Parafusos de alta resistência são fabricados com aço tratados termicamente, e podem ser aplicados em ligações de três formas, por atrito, por contato normal e por contato com a rosca fora do plano de cisalhamento (PINHEIRO, 2005). O tipo de aço mais usual para esses elementos é o ASTM A325, constituído de aço-carbono temperado (PFEIL; PFEIL, 2014).

2.5 AÇÕES EM ESTRUTURAS

As cargas atuantes em estruturas, também são chamadas de ações. As ações são determinadas por normas técnicas aplicáveis (PINHEIRO, 2005). Para que o projetista estrutural estabeleça as regras de combinação de ações, estas são classificadas de acordo com NBR 8681 (ABNT, 2003), levando em consideração sua ocorrência no tempo de vida útil de estruturas:

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

Ações permanentes são compostas por cargas de valores praticamente constantes em toda a vida útil da estrutura, provenientes do peso próprio dos elementos estruturais, massa de elementos construtivos e de equipamentos fixos (ABNT NBR 8800).

Já as ações variáveis, são aquelas que apresentam variações durante a vida útil da estrutura. Tais ações são provenientes do uso e ocupação da estrutura, de equipamentos e divisórias móveis, de variações térmicas, de pressões hidrostáticas e de ações de vento (ABNT NBR 8800).

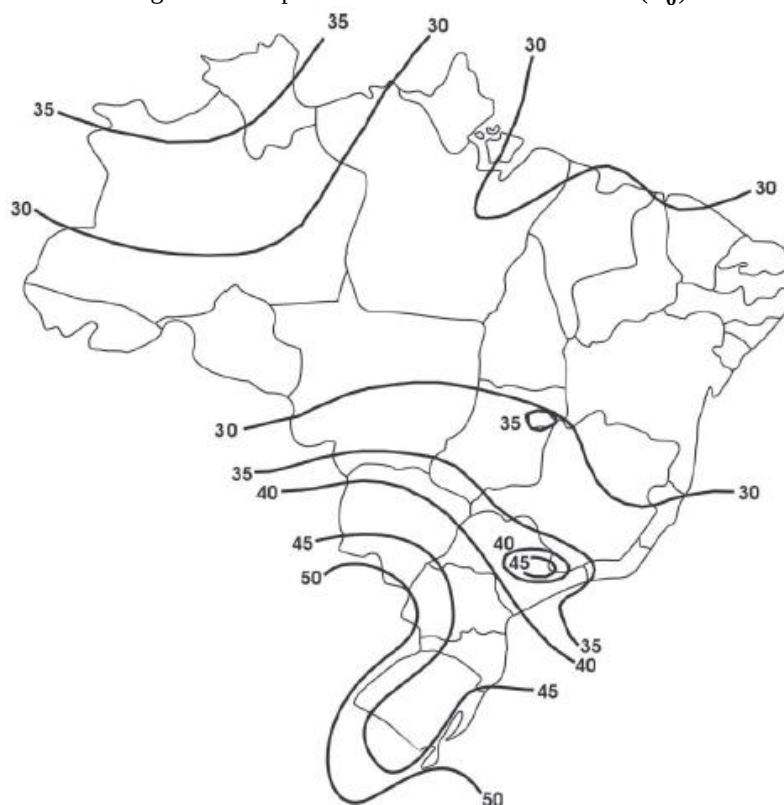
Ações excepcionais, como o nome sugere, são ações fora do comum. Tais ações são caracterizadas como de curta duração e forte intensidade, como por exemplo, explosões, terremotos, choques de outros corpos na estrutura (ADORNA, 2017).

2.5.1 Ações de vento

A ação do vento é uma das cargas mais importantes a ser considerada no cálculo estrutural, podendo sua negligência levar a estrutura ao colapso (BELLEI, 2006). As cargas de vento são geradas pelo fluxo de ar e gases em torno da estrutura (KASSIMALI, 2015). Sua determinação depende de fatores como a velocidade básica do vento na região de estudo, fatores topográficos do terreno, fatores característicos da estrutura e fatores estatísticos (ABNT NBR 6123, 1988).

A velocidade básica do vento (V_0) é obtida através de mapa com curvas isopletas representado na Figura 15, onde cada curva representa uma velocidade característica conforme a posição geográfica da região de interesse (ABNT NBR 6123, 1988).

Figura 15: Mapa de velocidade básica do vento (V_0).



Fonte: PRAVIA; DRAHMER; JÚNIOR, 2018, p.23.

Através de parâmetros, como a forma da edificação e obstáculos contidos na vizinhança, calcula-se a velocidade característica do vento (V_k), que posteriormente é transformada em força atuante na edificação (FAKURY; SILVA; CALDAS, 2016). A velocidade característica do vento (V_k), é a velocidade que deve ser usada em projeto, e segundo NBR 6.123 (ABNT, 1998) é dada pela Equação 2:

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

Onde:

V_k = velocidade característica do vento (m/s);

V_0 = velocidade básica do vento (m/s);

S_1 = fator topográfico;

S_2 = fator que considera a rugosidade do terreno e dimensões da edificação;

S_3 = fator estatístico.

Com a velocidade característica do vento determina-se a pressão dinâmica do vento (q), que corresponde a pressão gerada pelo vento em condições normais de pressão e temperatura a 15° C, conforme Equação 3 expressa na NBR 6.123 (ABNT, 1998).

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

Ainda, conforme preconiza NBR 6.123 (ABNT, 1998), após cálculo da pressão dinâmica do vento (q), calculam-se os coeficientes de pressão externos e internos, obtidos de acordo com as dimensões e permeabilidade das paredes da construção em análise, para após obter as forças atuantes na edificação.

2.6 COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Segundo a NBR 8800 (ABNT, 2008), combinação de ações é o método de cálculo que deve ser usado para determinar o esforço solicitante (F_d), carregamento proveniente das várias ações que uma estrutura está sujeita a sofrer simultaneamente durante sua vida útil.

De acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010), as combinações últimas normais, decorrentes do uso previsto para a edificação, devem ser calculadas pela Equação 4 tantas vezes quanto necessário, adotando-se em cada combinação uma ação variável como principal e as demais ações variáveis como secundárias.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (y_{gi} \times F_{gi,k}) + y_{q1} \times F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n (y_{qj} \times \psi_{0j} \times F_{qj,k}) \quad (4)$$

Onde:

F_d = força solicitante de projeto;

F_{gi} = valores característicos das ações permanentes;

F_{q1} = valor característico da ação considerada como principal;

F_{qj} = valor característico das ações consideradas como secundárias;

y_{gi} = coeficiente de ponderação das ações permanentes;

y_{q1} = coeficiente de ponderação da ação variável principal;

y_{qj} = coeficientes de ponderação das ações secundárias;

ψ_{0j} = coeficiente de redução para ações variáveis secundárias.

Os coeficientes de ponderação das ações servem para garantir a segurança da estrutura, elaborados a partir de fatores como variabilidade e simultaneidade das ações na estrutura, bem como possíveis erros de avaliação das ações, erros construtivos e deficiência de métodos de cálculo empregados. Os coeficientes de ponderação das ações são dados pelo Quadro 3, presente na NBR 14762 (ABNT, 2010):

Quadro 3: Coeficientes de ponderação para a combinação de ações.

Combinações	Ações permanentes (yg)					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	Peso próprio de elementos construtivos com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25	1,30	1,35	1,40	1,50	1,20
Especiais ou de construção	1,15	1,20	1,25	1,30	1,40	1,20
Excepcionais	1,10	1,15	1,15	1,20	1,30	0,00
Combinações	Ações variáveis (yq)					
	Efeito da temperatura		Ação do vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes de uso e ocupação	
Normais	1,20		1,40	1,20	1,50	
Especiais ou de construção	1,00		1,20	1,10	1,30	
Excepcionais	1,00		1,00	1,00	1,00	

Fonte: ABNT NBR 147623 (2010), p.18.

Conforme NBR 8681 (ABNT, 2004), a combinação de ações normais deve ser realizada para toda e qualquer estrutura, pois refere-se às cargas previstas em decorrência do uso previsto para a construção, admitindo-se que atuarão durante toda a vida útil da mesma. Combinação de ações especiais ou de construção devem ser verificadas de acordo com a necessidade de cada caso. A combinação de ações excepcionais refere-se às ações de curta duração que possam gerar efeitos catastróficos para a estrutura, sendo necessária sua verificação apenas para casos específicos de uso de edificações.

Os fatores de combinação e fatores de redução que devem ser utilizados na combinação de ações são dados pelo Quadro 4, conforme determina a NBR 14762 (ABNT, 2010).

Quadro 4: Valores dos fatores de combinação e fatores de redução.

Ações		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos, nem elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecarga em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: ABNT NBR 147623 (2010), p.19.

2.7 MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

As normas técnicas para o dimensionamento de estruturas metálicas, NBR 8800 (ABNT, 2010) e NBR 14762 (ABNT, 2008), informam que deve ser utilizado o método dos estados limites para garantir que o projeto atenda a questões de segurança e conforto. Estados limites são estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção (ABNT NBR 8681, 2003).

Conforme consta na NBR 8800 (ABNT, 2010), os estados limites são divididos em duas categorias, estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). Os estados limites últimos estão relacionados à segurança da estrutura sujeita a combinação de ações mais desfavorável que possa sofrer durante toda a sua vida útil. Já os estados limites de serviço estão relacionados ao conforto da estrutura em condições normais de uso.

Segundo NBR 14762 (2010), a verificação para ELU deve ser feita de acordo com a Equação 5:

$$Fd = \frac{fk}{\gamma_m} \leq Rd \quad (5)$$

Onde:

Rd = Esforço resistente de projeto;

Fd = Força solicitante de projeto;

fk = resistência nominal do material;

γ_m = coeficiente de ponderação de resistência.

O coeficiente de ponderação da resistência (γ_m) é um fator de segurança que leva em consideração a variabilidade de resistência dos elementos de aço, diferença de resistência do aço de corpos de prova em relação ao aço na estrutura e os desvios gerados na construção (ABNT NBR 14762, 2010).

2.8 SOLICITAÇÕES NOS ELEMENTOS DE AÇO

Após o estudo das ações que uma estrutura pode estar submetida, inicia-se a análise estrutural, cuja finalidade é verificar a resposta que a estrutura terá diante das ações a ela impostas. Essa análise caracteriza o início da etapa de dimensionamento dos elementos estruturais. Para Pfeil e Pfeil (2014), os objetivos de um projeto estrutural são garantir a segurança da estrutura, evitando o seu colapso e garantir um bom desempenho, evitando a ocorrência de grandes deformações, vibrações e danos locais. Nos próximos itens são apresentados os principais tipos de esforços atuantes em elementos de estruturas metálicas.

2.8.1 Elementos tracionados

Entende-se por elementos tracionados os que estão sujeitos a solicitações de tração axial ou tração simples, e são encontrados em diversas formas, de acordo com Pfeil e Pfeil (2014):

- a) tirantes;
- b) contraventamento;
- c) barras tracionadas de treliças.

Para o dimensionamento destes elementos, de acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010), deve ser atendida a condição dada na Equação 6:

$$Nt'Sd \leq Nt'Rd \quad (6)$$

Onde:

$Nt'Sd$ = força axial de tração solicitante de cálculo;

$Nt'Rd$ = força de tração resistente de cálculo.

A força de tração resistente de cálculo $Nt'Rd$, que deve ser utilizada no dimensionamento (exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos), é o menor dos valores obtidos, considerando os estados-limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida na área de ligação e fora da área de ligação, de acordo com Equação 7 presente na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

$$Nt'Rd = A \times (fy/\gamma) \quad (7)$$

Elementos submetidos à esforços axiais de tração tendem a sofrer alongamento e estricção (diminuição da área da seção transversal). Conforme ensaio de tração realizado por Datres *et. al.* (2017) em corpos de prova de aço SAE 1020 com tamanho padronizado pela NBR 6892 (ABNT, 2013), a tensão aplicada no elemento gerou um alongamento de 11% em relação ao tamanho original e uma estricção de 52,49%.

2.8.2 Elementos comprimidos

Peças comprimidas são aquelas que estão sujeitas à compressão centrada. São encontradas em componentes de treliças e em pilares de sistemas de contraventamento de edifícios com ligações rotuladas. A compressão gera um efeito nas peças totalmente contrário à tração, visto que na tração as peças tendem a sofrer um efeito de estiramento, na compressão as peças tendem a sofrer efeitos de curvaturas laterais. O efeito lateral produzido é conhecido por flambagem por flexão (PFEIL; PFEIL, 2014).

Para o dimensionamento destes elementos, de acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010), deve ser atendida a seguinte condição, dada na Equação 8:

$$Nc'Sd \leq Nc'Rd \quad (8)$$

Onde:

$Nc'Sd$ = força axial solicitante de cálculo;

$Nc'Rd$ = força axial resistente de cálculo.

A força axial resistente de cálculo deve ser calculada conforme a Equação 9, presente na NBR 14762 (ABNT, 2010):

$$Nc'Rd = \chi Aef \times (fy/Y) \quad (9)$$

Onde:

χ = fator de redução de força axial de compressão resistente;

Aef = área efetiva da seção transversal da barra;

Fy = resistência ao escoamento do aço (MPa);

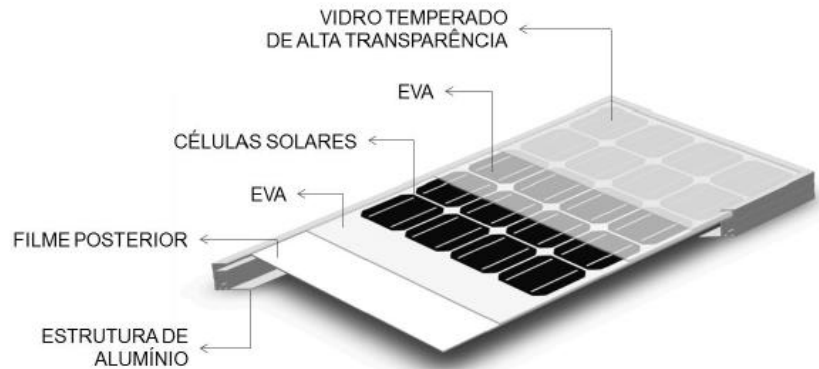
Y = coeficiente de ponderação de resistência.

O fator de redução de força axial de compressão resistente χ deve ser adotado por questões de segurança, visto que ele minora a força axial resistente calculada. Este fato deve ser determinado através do item 9.7.2 da norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

2.9 MÓDULOS FOTOVOLTAICOS

Segundo Pinho e Galdino (2014), módulos fotovoltaicos são estruturas em forma de painel que abrigam células de silício capazes de produzir energia elétrica através da radiação solar. A função do módulo é garantir que as células não sofram danos quando expostas a ambientes agressivos, e para isso, são compostos por diversos materiais, rígidos e flexíveis, como mostra a Figura 16.

Figura 16: Esquema de componentes de um módulo solar fotovoltaico.



Fonte: Zanesco *et al*, 2014 p. 101.

Tais componentes formam um painel de massa considerável, como mostra parte de um catálogo técnico no Quadro 5, não podendo ser desprezada, por exemplo, em análises de carga em cobertura de edifícios.

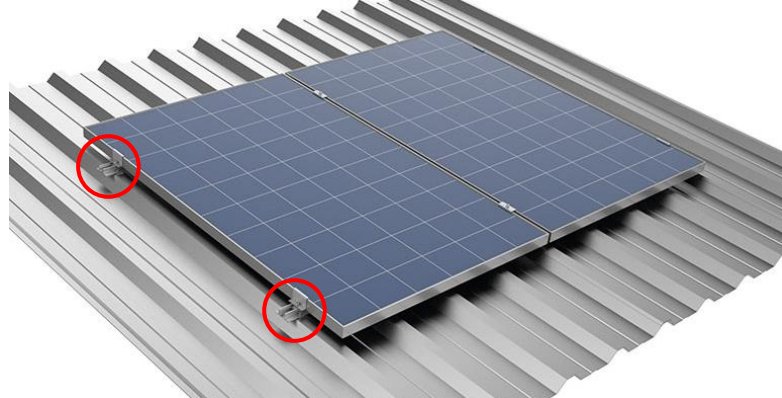
Quadro 5: Características mecânicas de um módulo fotovoltaico.

Características mecânicas	
Tipo de célula	Policristalina (156x156mm)
Dimensões	1956 x 992 x 40mm
Massa	22,50kg

Fonte: Adaptado de catálogo técnico Jinko Solar.

A fixação dos módulos é feita com duas linhas de perfis de alumínio, como indicam os círculos vermelhos na Figura 17. Esse tipo de perfil tem um peso próprio de 0,597kg/m.

Figura 17: Fixação de módulos fotovoltaicos em cobertura metálica.



Fonte: Perfil alumínio do Brasil.

Como mostra o Quadro 5, os módulos têm 0,992m de largura. Deste modo, os perfis de alumínio para fixação devem ter no mínimo 1,00m de comprimento em cada linha, totalizando um acréscimo de peso de 1,194kg para cada módulo.

Segundo Villela (2019), não se pode instalar sistemas solares fotovoltaicos sem uma análise estrutural prévia da cobertura, pois a queda de um telhado pode ocasionar danos materiais e perda de vidas humanas. Ainda, segundo o mesmo autor, o peso adicional do sistema fotovoltaico somado ao peso próprio da estrutura combinado com cargas de vento, por exemplo, pode levar a estrutura ao colapso, como ilustra a Figura 18.

Figura 18: Cobertura com peso adicional de módulos fotovoltaicos em colapso.



Fonte: Villela (2019).

A norma técnica NBR 6120 (ABNT, 2019) apresenta que para coberturas metálicas, na sobrecarga de $0,25\text{kN/m}^2$ que deve ser considerada de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), não está considerado o peso de painéis fotovoltaicos, e ainda que a carga destes elementos deve ser considerada como permanente. Então, mesmo que as estruturas de cobertura sejam elaboradas prevendo a sobrecarga prescrita pela NBR 8800 (ABNT, 2008), este valor de $0,25\text{kN/m}^2$ não pode ser considerado como uma margem para realizar instalação de módulos fotovoltaicos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentada a metodologia de pesquisa, bem como sua caracterização de acordo com Prodanov (2013), permitindo a compreensão das etapas deste estudo.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA PESQUISA

De acordo com Prodanov (2013), a presente pesquisa é de natureza aplicada, pois busca gerar conhecimento através do referencial teórico para aplicação em um problema específico voltado para a área de análise estrutural, com abordagem quantitativa, pois os resultados da análise estrutural serão traduzidos em números. A presente pesquisa é classificada de acordo com os seus objetivos, como explicativa, pois seu intuito é apresentar resultados obtidos através de análises e interpretações do problema estrutural do objeto de estudo. Ainda, conforme o mesmo autor, tal pesquisa é dedutiva, uma vez que a análise partirá de princípios, normas técnicas e teorias verdadeiras para aplicação no problema em estudo.

3.2 OBJETO DE ESTUDO

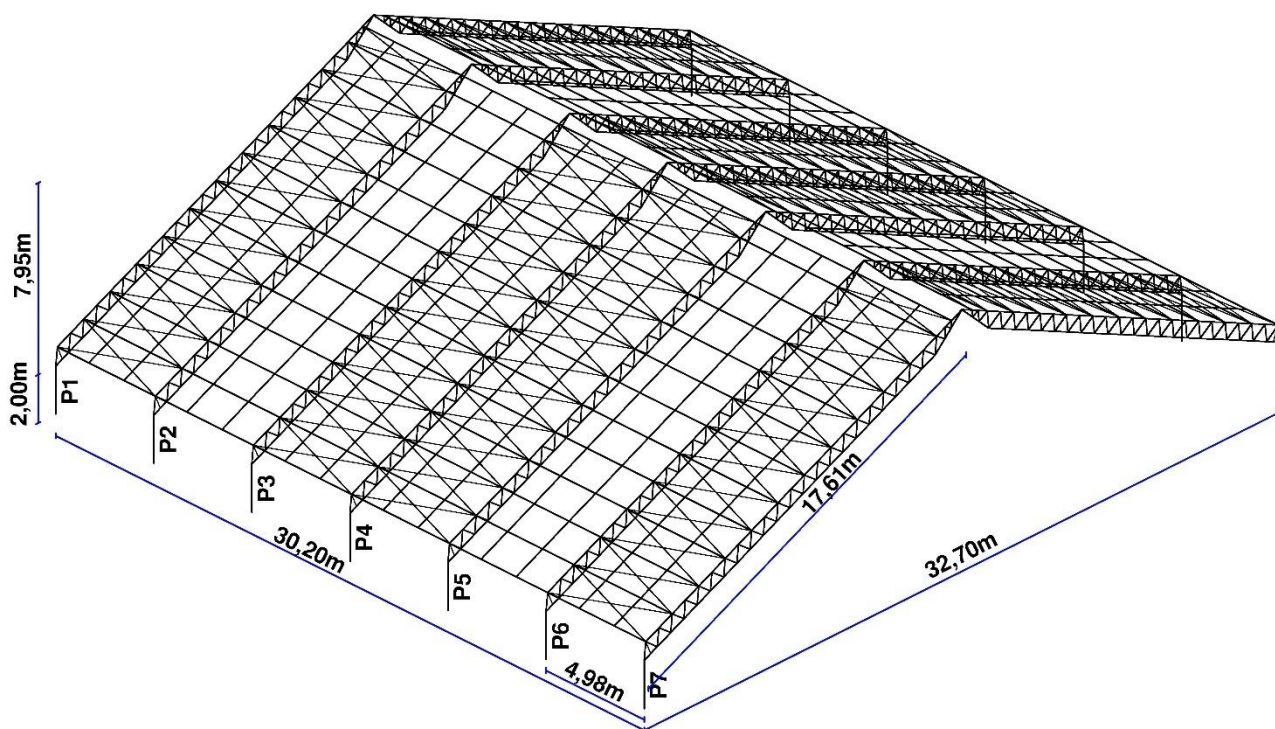
No presente estudo de caso, foi analisado o impacto causado pela realocação de um galpão industrial, seguido de aumento de carga em sua cobertura devido a instalação de módulos fotovoltaicos para geração de energia elétrica através da radiação solar. A estrutura original do galpão era utilizada como ginásio esportivo, localizado em uma área urbana em terreno plano. Após a sua realocação, a estrutura terá a finalidade de depósito, localizada em uma área rural em terreno elevado. O galpão industrial é constituído por sete pórticos com pilares de concreto e tesouras em vigas treliçadas formadas por aço estrutural.

De acordo com o profissional que elaborou o estudo da estrutura original, por volta de 2004, o aço que compõe os elementos do objeto de estudo é do tipo CF-28 (dobrado a frio), que segundo Tabela 1 da NBR 14762 (ABNT, 2010) possui as seguintes características mecânicas de aço estrutural:

- a) Tensão limite de escoamento (F_y): 280 MPa;
- b) Tensão limite de ruptura (F_u): 440 MPa;
- c) Módulo de elasticidade (E): 199.931,75 MPa;
- d) Peso específico (ρ): 7.121 kg/m³.

A Figura 19 apresenta uma visualização geral da estrutura, mostrando os 7 pórticos que a compõe, denominados P1 à P7 bem como suas dimensões e espaçamento. Os pórticos possuem inclinação de 24° e uma altura do apoio até a cumeeira de 7,95m. As vigas treliçadas possuem apoios rotulados, tanto nos pilares de concreto quanto entre vigas. O sistema de contraventamento de cobertura é composto por tirantes de barra redonda dispostos em x, entre os pórticos P1-P2, P3-P4-P5 e P6-P7.

Figura 19: Modelo 3D do galpão em estudo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As dimensões de perfis U simples são descritas conforme mostra Figura 20, respectivamente dimensão de alma, dimensão de aba e espessura ($b_w \times b_f \times t_n$).

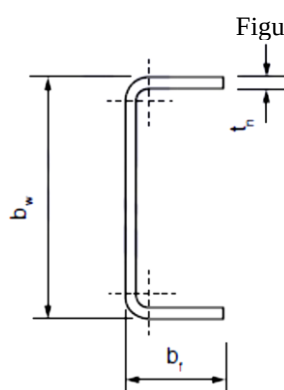


Figura 20: Dimensões de perfil U simples

b_w = largura nominal da alma;

b_f = dimensão da mesa ou aba;

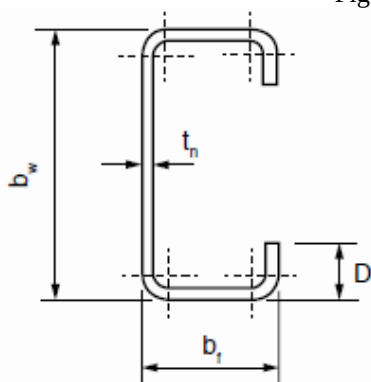
t_n = espessura nominal da chapa.

Fonte: ABNT NBR 6355 (2012).

Os perfis U dos banzos superiores e inferiores das treliças que compõem os pórticos possuem dimensões de seção transversal de 150x50x6,30 mm. As diagonais e montantes das treliças são também compostas por perfis U simples que possuem 50x25x2,65mm, soldados em caixa dupla.

As terças de cobertura são compostas por perfis U enrijecidos, representados conforme Figura 21, e possuem dimensões ($b_w \times b_f \times D \times t_n$) de 100x40x17x3,00mm.

Figura 21: Perfil U enrijecido.



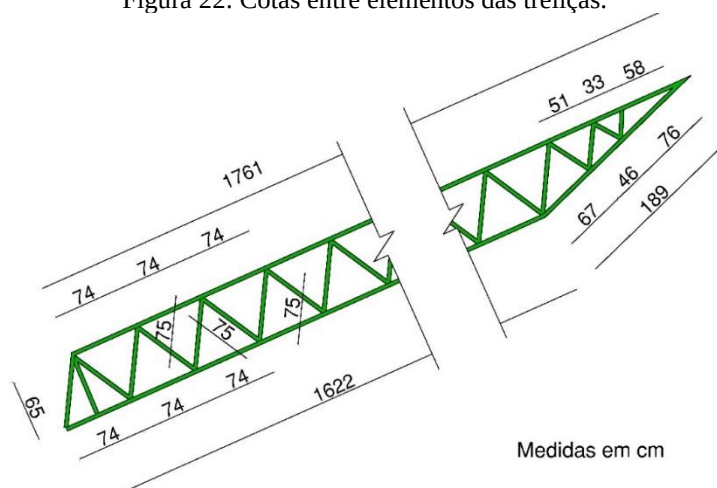
b_w = largura nominal da alma;
 b_f = dimensão da mesa ou aba;
 t_n = espessura nominal da chapa;
 D = dimensão da aba enrijecida.

Fonte: ABNT NBR 6355 (2012).

Os tirantes em barra redonda utilizados para contraventamento da cobertura possuem diâmetro de 30,16mm. As telhas do galpão são metálicas, do tipo trapezoidal TP40, com espessura de 0,50mm e peso próprio de 5,00kg/m².

As cotas entre os elementos constituintes das treliças dos pórticos são mostradas na Figura 22. As diagonais possuem 75cm de comprimento e são soldadas nos banzos a cada 74cm, exceto próximo aos vínculos externos (apoio e ligação com a outra treliça).

Figura 22: Cotas entre elementos das treliças.



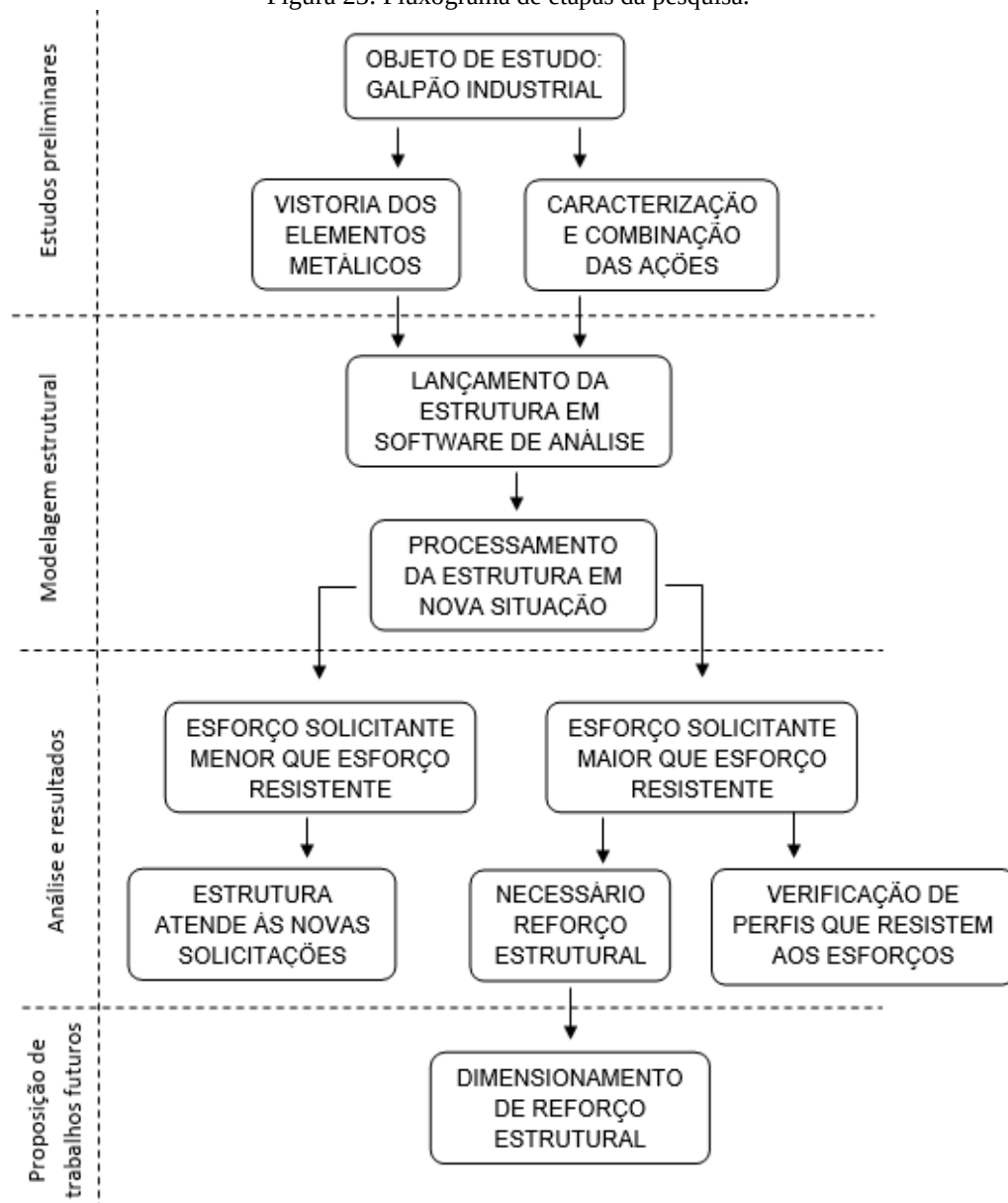
Medidas em cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.3 METODOLOGIA DA PESQUISA

Através da Figura 23, é apresentado o fluxograma das atividades necessárias para o desenvolvimento deste trabalho. A metodologia de pesquisa está dividida em quatro etapas, estudos preliminares, modelagem estrutural, análise, resultados. Ainda é proposto a continuação deste trabalho.

Figura 23: Fluxograma de etapas da pesquisa.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

3.3.1 Vistoria da estrutura

A vistoria da estrutura metálica foi realizada antes da montagem, com o intuito de verificar a conformidade dos perfis componentes de acordo com a NBR 6.355 (ABNT, 2012), bem como a existência de danos ou pontos de corrosão nos elementos. Na inspeção visual não foram encontrados pontos de corrosão e danos nos elementos. E com a inspeção dimensional (Figura 24) foi possível verificar que os elementos foram produzidos atendendo às dimensões de fabricação propostas nesta norma.

Figura 24: Medição e vistoria dos elementos da treliça da cobertura em estudo.



Fonte: Autor (2020).

Para a vistoria dimensional foram utilizados fita métrica metálica de 10,00m com graduação de 1mm para obter-se as dimensões longitudinais dos elementos e paquímetro digital com precisão de 0.1mm para dimensões transversais dos elementos.

3.3.2 Cargas permanentes: peso próprio e carga adicional na cobertura

O peso próprio da estrutura foi obtido através do software de cálculo estrutural, que possui em sua biblioteca as características mecânicas da maioria dos perfis de aço de fabricação brasileira. O peso considerado para as telhas metálicas foi de 0,05kN/m², de acordo com catálogo do fabricante. O peso adicional na cobertura proveniente dos módulos fotovoltaicos é de 0,116kN/m², conforme descrito no item 2.9 desta pesquisa.

3.3.3 Cargas variáveis: sobrecarga e vento

Foi adicionada uma sobrecarga na estrutura de 0,25 kN/m² conforme item B.5.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008), recomendação que visa englobar as cargas de instalações elétricas, hidráulicas, isolamentos térmicos e acústicos e pequenas peças que possam ser fixadas na estrutura.

As ações variáveis provenientes do vento foram calculadas através da NBR 6.123 (ABNT, 1988) com auxílio do software Visual Ventos, desenvolvido pela Universidade Federal de Passo Fundo. Como o galpão industrial será realocado para uma região próxima, a velocidade básica do vento (V_0), obtida através das curvas isopletras é a mesma da situação original, onde V_0 é 45m/s. Com a nova localização da estrutura, os fatores topográficos (S_1) e de rugosidade do terreno e ocupação da estrutura (S_2) são diferentes da situação original, bem como o fator estatístico de ocupação (S_3), ocasionando um vento de projeto (V_k) de valor diferente e, conseqüentemente, uma ação de valor diferente.

O fator topográfico (S_1) é determinado de acordo com a topografia em que a edificação está inserida (Figura 25), conforme item 5.2 da NBR 6.123 (ABNT, 1988). O morro para onde a estrutura foi realocada possui talude com 7° de inclinação, então a Equação 10 é a correta para o cálculo do fator S_1 .

$$S_1 z = 1,0 + 2,5 - T z d * tg (\theta - 30) \geq 1,0 \quad (10)$$

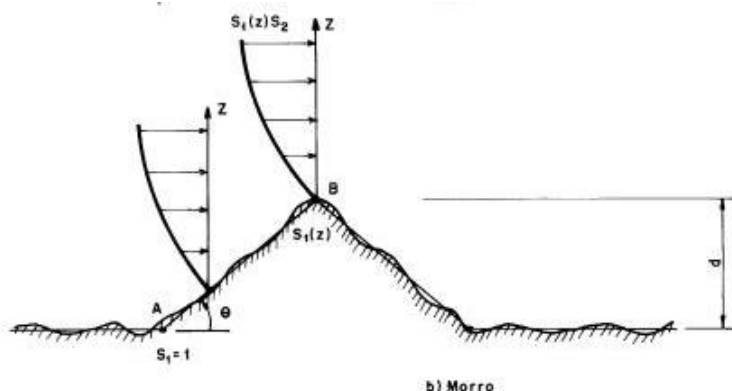
Onde:

z = altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d = diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro

Figura 25: Fator topográfico S1 para morros.



Fonte: ABNT NBR 6.123 (1988) p. 7.

A cumeeira do galpão está a uma altura de 9,95m em relação ao solo e o morro possui talude com ângulo de 7° e diferença de nível entre a base e área da edificação de 16m. A altura a partir da superfície do terreno considerada foi de 10m, obtendo-se um fator S_1 de 1,13, conforme cálculo:

$$S_1(10m) = 1,00 + \left(2,5 - \frac{10}{16}\right) \times \operatorname{tg}(7^\circ - 3^\circ) = 1,13 \quad (11)$$

O fator S_2 é determinado levando-se em consideração a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação. A rugosidade do terreno é estabelecida observando-se condições de vizinhança da região onde a edificação está inserida, que são separadas conforme Categorias I, II e III no item 5.3.1 da ABNT NBR 6.123 (1988).

Para a estrutura em estudo foi adotada Categoria III, que trata de terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazendas com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

Após determinação da categoria de rugosidade do terreno, foi definida a classe de dimensão da edificação de acordo com o item 5.3.2 da ABNT NBR 6.123 (1988). O galpão pertence à Classe B, pois toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m. Com categoria de terreno e classe da edificação determinadas, utiliza-se a Tabela 2 – Fator S_2 da ABNT NBR 6.123 (1988), obtendo-se para a estrutura em estudo S_2 é igual a 0,92.

O fator estatístico S_3 é determinado pela Tabela 2 contida no item 5.4 da norma NBR 6.123 (ABNT, 1988). Como a estrutura em estudo será utilizada como um depósito de fazenda, o fator estatístico S_3 é igual a 0,95. A Tabela 1 apresenta o resumo dos dados iniciais para cálculo da força devida a ação do vento.

Tabela 1: Fatores obtidos para cálculo do vento de projeto.

Parâmetro	Valor calculado
V0 =	45,00 m/s
S1 =	1,13
S2 =	0,92
S3 =	0,95

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os valores obtidos para cada fator considerado pela NBR 6.123 (ABNT, 1988) são necessários para determinação do vento característico de projeto (V_k) calculado a seguir:

$$V_k = 45,00 \times 1,13 \times 0,92 \times 0,95 = 44,44 \text{ m/s} \quad (12)$$

Com o vento característico de projeto determinado, calcula-se a pressão dinâmica do mesmo sobre a estrutura conforme:

$$q = 0,613 \times 44,44^2 = 1,21 \text{ kN/m}^2 \quad (13)$$

Para o cálculo da força de arrasto atuante na edificação, é necessário determinar-se os coeficientes de pressão e de forma externos (C_{pe}) e coeficientes de pressão internos (C_{pi}). O objeto de estudo tem dimensões de $h = 1,80\text{m}$ e $b = 30,20\text{m}$, resultando em uma altura relativa de 0,66m, direcionando para coeficientes contidos na Tabela 2:

Tabela 2: Coeficientes de pressão e de forma.

Altura relativa $h/b \leq 1/2$	Θ	Valores de C_e para			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$	
		EF	GH	EG	FH
	20°	-0,40	-0,40	-0,70	-0,60
	30°	0,00	-0,40	-0,70	-0,60

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6.123 (1988), p.15.

O objeto de estudo possui telhado com inclinação de 24° e quatro paredes igualmente permeáveis, ficando determinado pela NBR 6123 (ABNT, 1988) que os coeficientes de pressão interna (Cpi) serão 0 ou -0,3, devendo-se considerar o mais nocivo a estrutura.

Com o auxílio do software Visual Ventos, é possível realizar a verificação dos coeficientes para o telhado de 24°, obtendo-se os valores resultantes mostrados na Tabela 3:

Tabela 3: Coeficientes de pressão resultantes.

Inclinação do telhado	Direção do vento	Cpi (pressão interna)	EF	GH	EG	FH	Coeficiente de pressão resultante
24°	90°	-0,3	-0,4	-0,4	-	-	-0,1
24°	90°	0	-0,4	-0,4	-	-	-0,4
24°	0°	-0,3			-0,7	-0,6	-0,4
24°	0°	0			-0,7	-0,6	-0,7

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme Tabela 3, a situação mais desfavorável para a cobertura da estrutura quando o vento incide sobre a mesma a 0° ocorre com coeficiente de pressão interna de 0, gerando um coeficiente de pressão de -0,7. Através da fórmula de coeficiente de arrasto presente na NBR 6.123 (ABNT, 1988), obteve-se uma carga de 0,847kN/m² sobre a área de cobertura, conforme Equação 13:

$$F = (-0,7) \times 1,21 \frac{kN}{m^2} = -0,847kN/m^2 \quad (14)$$

Quando o vento incide sobre a mesma a 90°, a pior situação ocorre com coeficiente de pressão interna igual a 0, gerando um coeficiente de pressão de -0,4. Através da fórmula de coeficiente de arrasto, obteve-se uma força de 0,484kN/m² sobre os pórticos, conforme cálculo:

$$F = (-0,4) \times 1,21 \frac{kN}{m^2} = -0,484kN/m^2 \quad (15)$$

3.3.4 Lançamento da estrutura em software de análise

O lançamento da estrutura no software de análise foi efetuado após a realização da vistoria dimensional dos elementos e dos cálculos das cargas atuantes. O software para

cálculo estrutural utilizado é o Cype3D versão para estudantes, comercializado no Brasil pela empresa Multiplus. O *software* trabalha de acordo com as normas brasileiras vigentes NBR 14762 (ABNT, 2010) e NBR 8800 (ABNT, 2008) aplicáveis para o dimensionamento de estruturas metálicas. Ao final do processamento da estrutura, o software indica cada elemento que não atende a alguma solicitação de projeto.

3.3.5 Combinação de ações

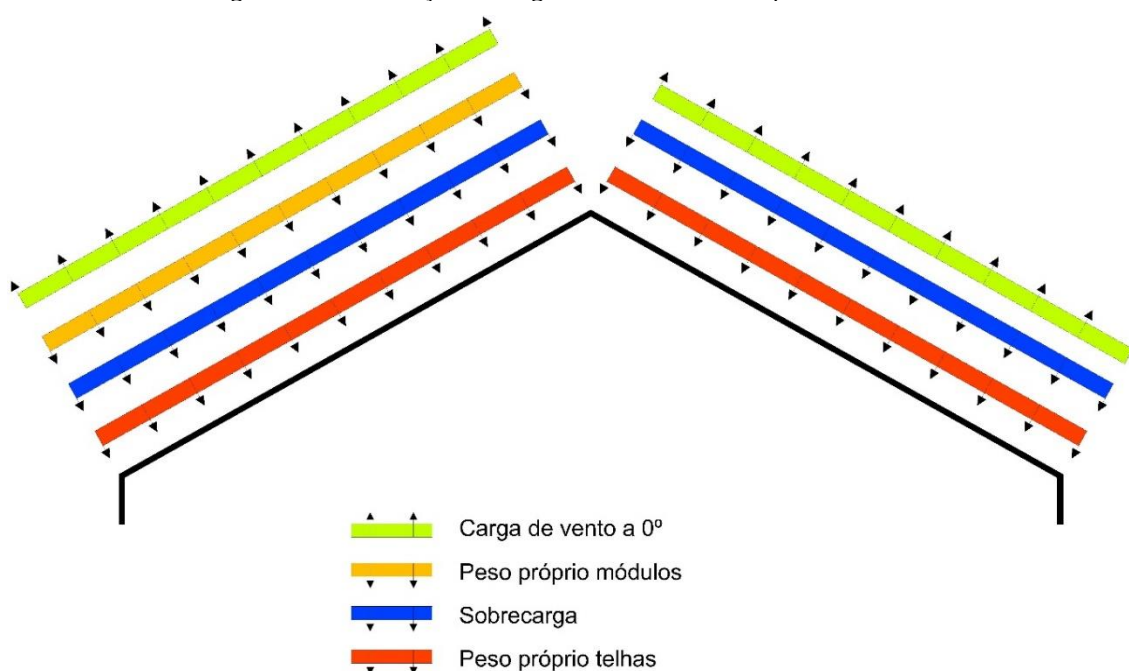
A combinação de ações é feita conforme Equação 4 desta pesquisa, de acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010). As ações a serem combinadas para Estado Limite Último (ELU) estão descritas nos itens 2.6 e 2.7 deste estudo e apresentadas na Tabela 4.

Tabela 4: Ações atuantes na estrutura em estudo.

Peso próprio da estrutura	Fg1 = automática
Peso próprio das telhas metálicas	Fg2 = 0,05kN/m ²
Carga dos módulos fotovoltaicos	Fg3 = 0,116 kN/m ²
Carga de vento 0°	Fq1 = -0,847kN/m ²
Carga de vento 90°	Fq2 = -0,484kN/m ²
Sobrecarga na cobertura	Fq3 = 0,25kN/m ²

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 26: Combinação de cargas mais desfavorável para a estrutura.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A combinação de ações foi realizada, segundo a NBR 14762 (ABNT, 2010) para se determinar os efeitos mais desfavoráveis à estrutura. A seguir são demonstrados os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação utilizados para a análise.

Os coeficientes de ponderação utilizados foram:

- a) Peso próprio de estruturas metálicas para combinação normal: $\gamma = 1,25$;
- b) Ações variáveis (vento): $\gamma = 1,40$;
- c) Ações variáveis (sobrecarga): $\gamma = 1,50$.

Os fatores de combinação utilizados foram:

- a) Vento (pressão dinâmica em estruturas em geral): $\psi = 0,60$;
- b) Ações variáveis causadas por uso e ocupação (sobrecarga em coberturas): $\psi = 0,80$

A combinação de ações mais desfavorável, ilustrada pela Figura 26, para verificação do Estado Limite Último (ELU) dos elementos da estrutura ocorre com incidência de vento a 0° na estrutura, conforme Equação 16.

$$F_d = 1,25 \times F_{g1} + 1,25 \times F_{g2} + 1,25 \times F_{g3} + 1,4 \times F_{q1} + (0,8 \times 1,50) \times F_{q3} \quad (16)$$

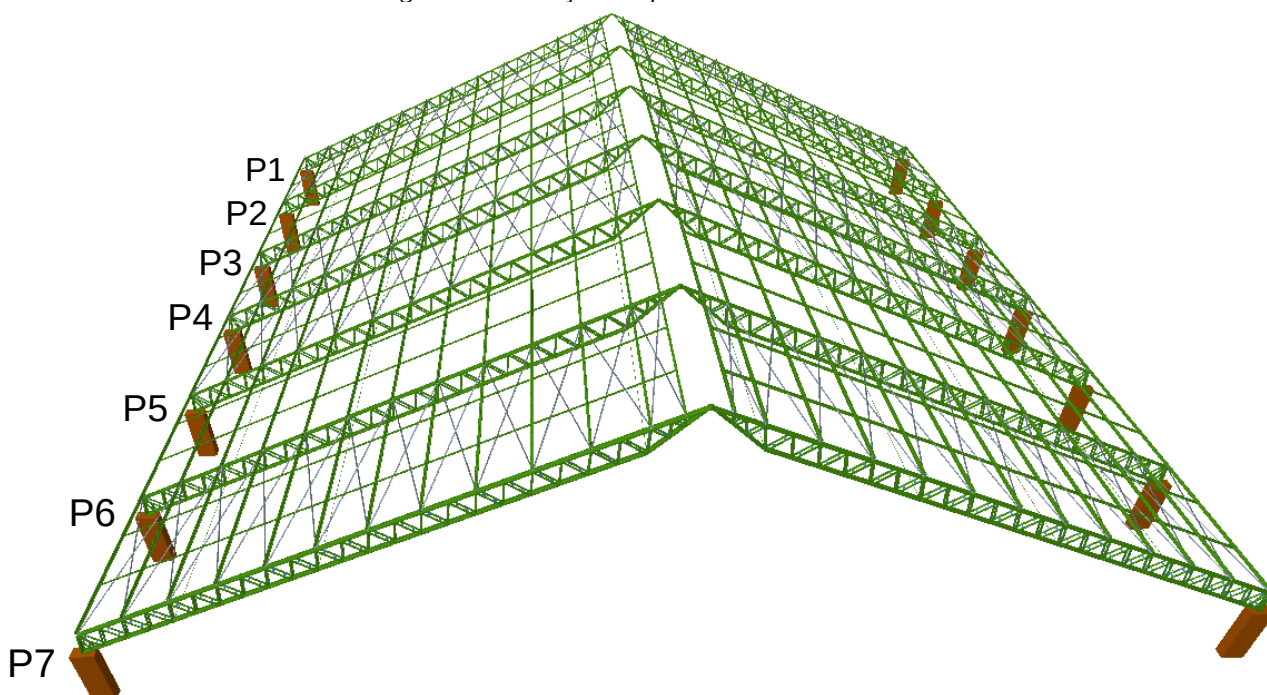
3.3.6 Análise estrutural

A análise estrutural é apresentada no Capítulo 4 desta pesquisa, feita através da leitura e interpretação de relatórios obtidos através software de cálculo, verificando-se todas as solicitações necessárias de acordo com a NBR 14762 (ABNT, 2010).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, é apresentada análise estrutural dos elementos componentes dos pórticos do galpão em estudo. A análise está apresentada para os pórticos denominados P1 e P4, pois os pórticos intermediários têm comportamento semelhante e os dois pórticos de extremidade da mesma forma. A memória de cálculo para o pórtico P1 descreve o comportamento e análise estrutural para os pórticos de extremidade do galpão de estudo e o pórtico P4 descreve o comportamento e análise estrutural para os pórticos intermediários. A Figura 28 ilustra a nomenclatura adotada para identificar os pórticos.

Figura 27: Definição dos pórticos analisados.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.1 PÓRTICOS DAS EXTREMIDADES

Os elementos constituintes dos pórticos P1 e P7 (Figura 28) das extremidades estão sujeitos a esforços menores, visto que recebem cargas de uma área menor de cobertura do que os pórticos intermediários. A seguir, é apresentada a análise dos banzos superiores e inferiores, bem como as diagonais das treliças constituintes dos pórticos.

4.1.1 Banzos superiores

Os banzos superiores dos pórticos são solicitados principalmente a esforço axial de compressão. Na Tabela 5 são apresentados os resultados das verificações entre esforços solicitantes (S_d) e esforços resistentes (R_d), que conforme norma técnica NBR 14762 (ABNT, 2010), deve ser $\leq 1,00$, bem como relação largura espessura (b_{ef}/t) ≤ 90 e índice de esbeltez (λ) ≤ 200 . No Anexo A está apresentada a memória de cálculo para todos os itens mostrados na Tabela 5.

Tabela 5: Verificações do banzo superior no ponto mais desfavorável.

VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)							
bef/t	λ	Nc	Mx	My	Vx	Vy	Nc Mx My
19,80	$\lambda_x: 9,4$ $\lambda_y: 35,9$	$\eta: 1,05$	$\eta: 0,078$	$\eta: 0,092$	$\eta: 0,001$	$\eta: 0,017$	$\eta: 1,20$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Onde:

bef/t: Valores máximos da relação comprimento-espessura;

λ : Limitação de esbeltez;

Nc: Resistência à compressão;

Mx: Resistência à flexão eixo X;

My: Resistência à flexão eixo Y;

Vx: Resistência ao esforço cortante X;

Vy: Resistência ao esforço cortante Y;

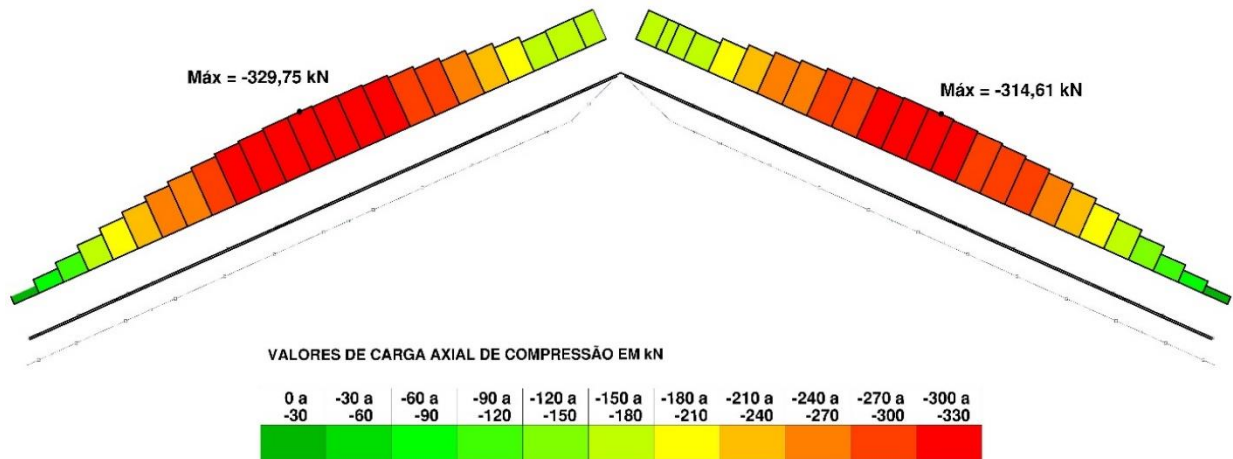
Nc Mx My: Resistência à flexo-compressão;

η : resultado da verificação entre esforço solicitante e esforço resistente.

Conforme as características dimensionais da seção transversal do perfil dos banzos superiores e da geometria das treliças, os valores de relação comprimento-espessura, bem como limitação de esbeltez são atendidos. Os esforços solicitantes de momentos fletores e cortantes, que estão apresentados no anexo A, estão abaixo do suportado pelos banzos.

Os esforços axiais solicitantes de compressão variam no decorrer da treliça tendo seus valores máximos nos pontos centrais. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam uma carga axial de compressão de 311,77kN, valor menor que o solicitado, conforme mostra Figura 28.

Figura 28: Esforços axiais de compressão atuantes nos banzos superiores de P1 e P7.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

O anexo A também mostra que a verificação de resistência à flexo-compressão também não é atendida. Não são gerados esforços axiais de tração e flexo-tração nos banzos superiores, não sendo necessária verificação para este tipo de solicitação. Desta forma, o perfil U existente para os banzos superiores não atende por completo as verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.1.2 Banços inferiores

Os banços inferiores dos pórticos são solicitados principalmente a esforço axial de tração e momentos fletores. Na Tabela 6 são apresentados os resultados das verificações entre esforços solicitantes (S_d) e esforços resistentes (R_d), que conforme norma técnica NBR 14762 (ABNT, 2010).

Tabela 6: Verificações no banço inferior no ponto mais desfavorável.

VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)								
bef/t	λ	Nt	Mx	My	Vx	Vy	Nt	Mx My
19,80	$\lambda_x: 9,4$ $\lambda_y: 35,9$	$\eta: 0,64$	$\eta: 0,39$	$\eta: 0,10$	$\eta: 0,002$	$\eta: 0,070$	$\eta: 1,084$	

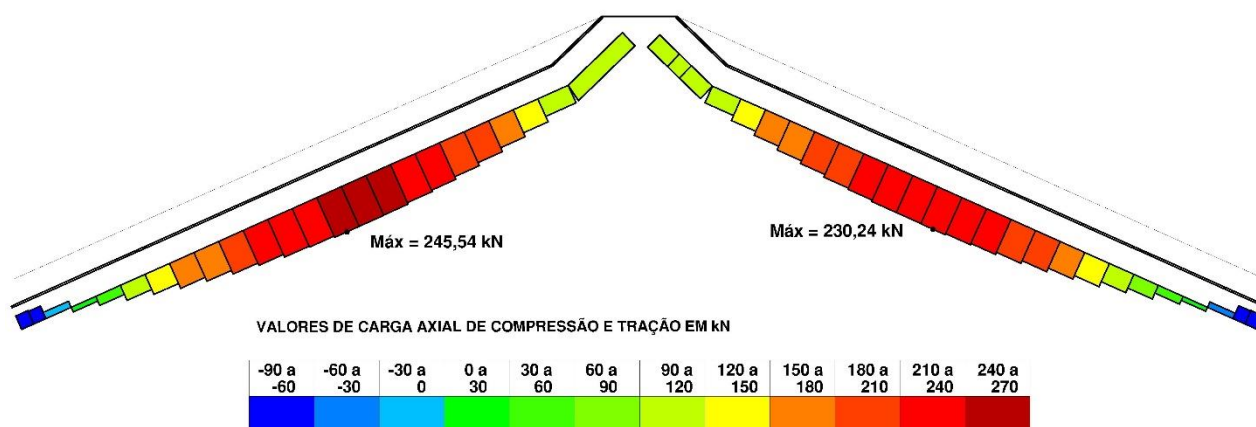
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme as características dimensionais da seção transversal do perfil dos banços inferiores e da geometria das treliças, os valores de relação comprimento-espessura, bem

como limitação de esbeltez são atendidos igualmente como os banzos superiores. Os esforços solicitantes de momentos fletores e cortantes estão abaixo do suportado pelos banzos.

Os esforços axiais solicitantes de tração variam no decorrer da treliça tendo seus valores máximos nos pontos centrais. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam uma carga axial de tração de 367,39kN, valor maior que o máximo solicitado, como mostra Figura 29, atendendo aos esforços simples de tração.

Figura 29: Esforços axiais de tração e compressão gerados nos banzos inferiores de P1 e P7.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Porém, devido aos banzos superiores sofrerem maiores solicitações de momento fletor por não estarem travados por terças e contraventamento como os banzos superiores, a verificação de flexo-tração não é atendida para alguns pontos. Não são gerados esforços axiais de compressão e flexo-compressão nos banzos inferiores, não sendo necessária verificação para este tipo de solicitação. Desta forma, o perfil U também não atende por completo as verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.1.3 Diagonais e montantes

Os perfis que compõe diagonais e montantes das treliças são solicitados a esforços axiais de tração e compressão. Na Tabela 7 são apresentados os resultados das verificações conforme norma técnica NBR 14762 (ABNT, 2010). No Anexo A está apresentada a memória de cálculo para todos os itens mostrados na Tabela 7.

Tabela 7: Verificação para diagonal/montante com maior solicitação.

VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)					
bef/t	λ	Nt	Nc	Vx	Vy
13,0	$\lambda_x: 27,6$ $\lambda_y: 40,1$	$\eta: 0,223$	$\eta: 0,967$	$\eta: 0,142$	$\eta: 0,009$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

As diagonais e montantes são compostos por dois perfis em caixa dupla, e conforme as características dimensionais da seção transversal dos perfis e da geometria das treliças, os valores de relação comprimento-espessura, bem como limitação de esbeltez são atendidos tanto para seção simples de cada perfil, como para sessão composta.

Os esforços axiais solicitantes de tração e compressão variam no decorrer da treliça atingindo os maiores valores nos elementos localizados mais próximos do apoio dos pórticos. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam carga axial de tração de 68,36kN e carga axial de compressão de 55,11kN. Todas as diagonais e montantes suportam os esforços que estão submetidos, atendendo por completo os requisitos de segurança prescritos na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.2 PÓRTICOS INTERMEDIÁRIOS

Os elementos constituintes dos pórticos P2, P3, P4, P5 e P6 (Figura 28) foram denominados pórticos intermediários. Estes pórticos absorvem esforços maiores, visto que recebem cargas de uma área maior de cobertura do que os pórticos das extremidades. A seguir, é apresentada a análise dos banzos superiores e inferiores, bem como as diagonais das treliças constituintes destes pórticos.

4.2.1 Banzos superiores

Na Tabela 8 são apresentados os resultados das verificações. No Anexo A está apresentada a memória de cálculo para todos os itens mostrados abaixo:

Tabela 8: Verificações do banzo superior no ponto mais desfavorável.

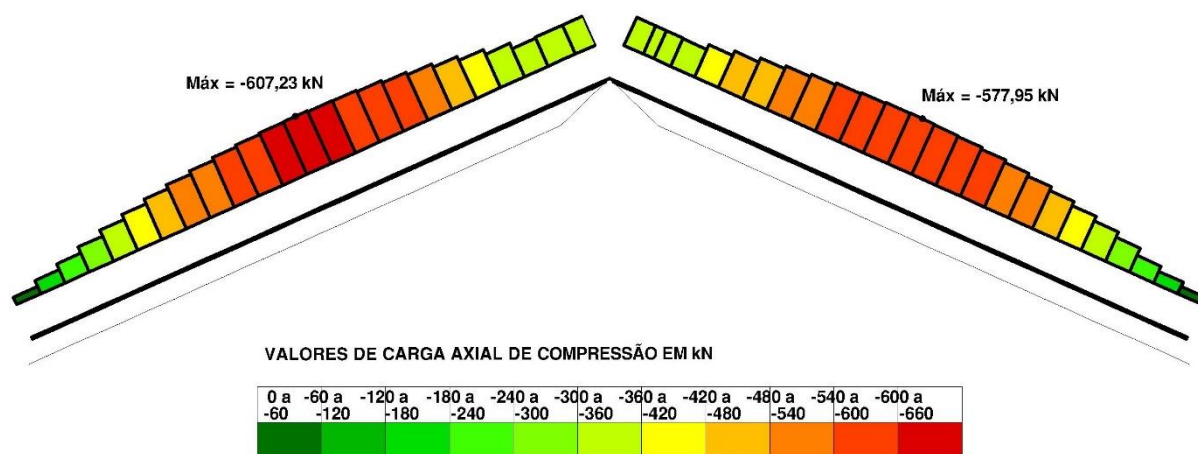
VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)							
bef/t	λ	Nc	Mx	My	Vx	Vy	Nc Mx My
19,80	$\lambda_x: 9,4$ $\lambda_y: 35,9$	$\eta: 1,94$	$\eta: -$	$\eta: 0,184$	$\eta: 0,002$	$\eta: -$	$\eta: 2,145$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme as características dimensionais da seção transversal do perfil dos banzos superiores e da geometria das treliças, os valores de relação comprimento-espessura, bem como limitação de esbeltez são atendidos. Os esforços solicitantes de momentos fletores e cortantes estão abaixo do suportado pelos banzos.

Os esforços axiais solicitantes de compressão variam no decorrer da treliça tendo seus valores máximos nos pontos centrais. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam uma carga axial de compressão de 311,77kN, valor menor que solicitado como mostra Figura 30.

Figura 30: Esforços axiais de compressão atuantes nos banzos superiores dos pórticos intermediários.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os esforços de momento fletor e compressão axial combinados também não atendem a verificação de resistência à flexo-compressão. Desta forma, o perfil U existente para os banzos superiores não atende por completo as verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.2.2 Banzos inferiores

Para os banzos inferiores dos pórticos de extremidade, são apresentadas na Tabela 9 as verificações de segurança conforme NBR 14762 (ABNT, 2010).

Tabela 9: Verificações do banzo inferior no ponto mais desfavorável.

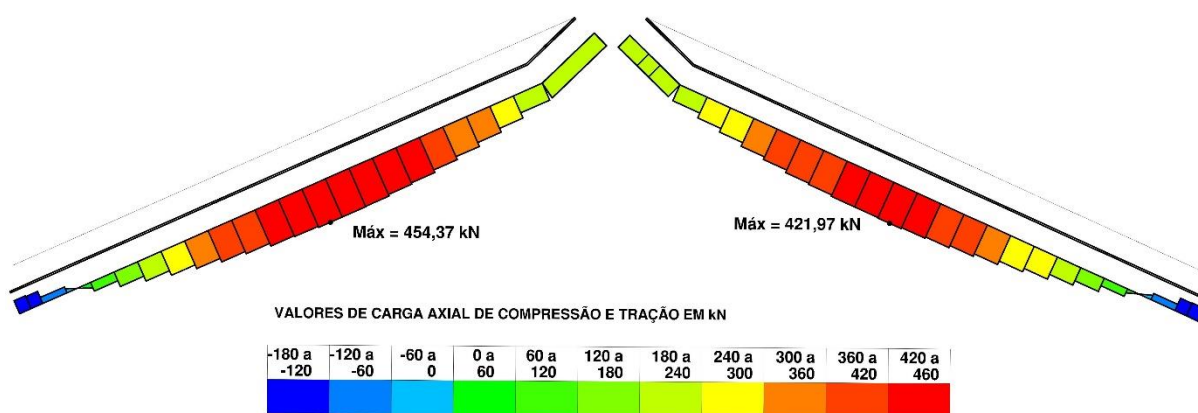
VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)							
bef/t	λ	Nt	Mx	My	Vx	Vy	Nt Mx My
19,80	$\lambda_x: 9,4$ $\lambda_y: 35,9$	$\eta: 1,237$	$\eta: -$	$\eta: 0,177$	$\eta: 0,01$	$\eta: -$	$\eta: 1,414$

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Conforme as características dimensionais da seção transversal do perfil dos banzos inferiores e da geometria das treliças, os valores de relação comprimento-espessura, bem como limitação de esbeltez são atendidos igualmente como os banzos superiores. Os esforços solicitantes de momentos fletores e cortantes estão abaixo do suportado pelos banzos.

Os esforços axiais solicitantes de tração variam no decorrer da treliça tendo seus valores máximos nos pontos centrais. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam uma carga axial de tração de 367,39kN, valor menor que o solicitado como mostra Figura 31.

Figura 31: Esforços axiais de tração e compressão gerados nos banzos inferiores dos pórticos intermediários.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Ainda, devido aos banzos inferiores sofrerem maiores solicitações de momento fletor por não estarem travados por terças como os banzos superiores, a verificação de flexo-tração também não é atendida para alguns pontos. Não são gerados esforços axiais de compressão e flexo-compressão nos banzos inferiores, não sendo necessária verificação para este tipo de solicitação. Desta forma, o perfil U dos banzos inferiores também não atende por completo as verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.2.3 Diagonais e montantes

A Tabela 10 traz os resultados de verificação de segurança para as diagonais e montantes das treliças dos pórticos de extremidade.

Tabela 10: Verificação para diagonal/montante com maior solicitação.

VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)						
bef/t	λ	Nc	Mx	Vy	Nc Mx My	
13,0	$\lambda_x: 27,6$ $\lambda_y: 40,1$	$\eta: 0,806$	$\eta: 0,155$	$\eta: 0,021$	$\eta: 0,961$	

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Os valores de relação comprimento-espessura, bem como limitação de esbeltez são atendidos tanto para seção simples de cada perfil, como para sessão composta.

Os esforços axiais solicitantes de tração e compressão variam no decorrer da treliça atingindo os maiores valores nos elementos localizados mais próximos do apoio dos pórticos. Conforme memória de cálculo apresentada no Anexo A, os perfis suportam carga axial de tração de 68,36kN e carga axial de compressão de 55,11kN. Todas as diagonais e montantes suportam os esforços que estão submetidos, sendo assim, os perfis existentes atendem às verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.3 TERÇAS DE COBERTURA

As terças são responsáveis por receber as cargas das telhas, módulos fotovoltaicos, vento e sobrecargas e transferi-las para os pórticos. As terças da estrutura em estudo possuem enrijecedores laterais formados por perfis de sessão L abas iguais. Em grande parte da estrutura as terças suportam as solicitações, porém, em alguns pontos a resistência a flexo-compressão não é atendida.

Tabela 11: Verificação de terça para ponto de maior solicitação.

VERIFICAÇÕES (NBR 14762 – ABNT 2010)								
bef/t	λ	Nc	Nt	Mx	My	Vx	Vy	Nc Mx My
18	$\lambda_x: 29,3$ $\lambda_y: 64,3$	$\eta: 0,042$	$\eta: 0,00$	$\eta: 0,759$	$\eta: 0,867$	$\eta: 0,054$	$\eta: 0,108$	$\eta: 1,668$

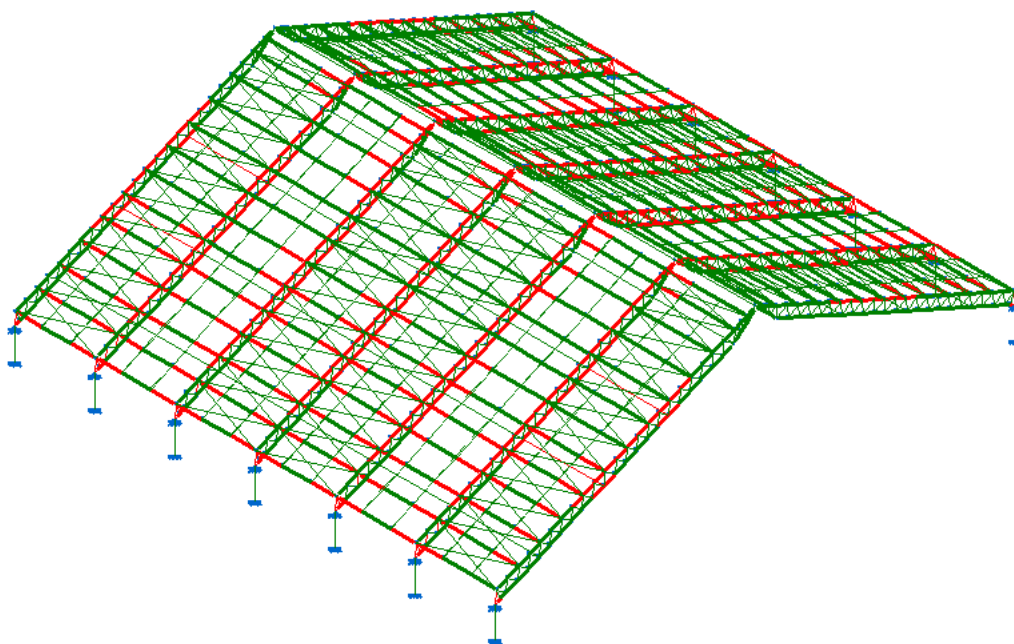
Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Sendo assim, os perfis existentes não atendem às verificações de segurança prescritas na norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

4.4 ANÁLISE DOS ELEMENTOS

Conforme apresentado nesta pesquisa, as estruturas de aço formadas por treliças são analisadas entre os nós de ligação dos elementos que as compõem. A Figura 32 apresenta uma análise ilustrativa da cobertura em estudo, onde os elementos representados pela cor verde atendem as verificações de segurança para E.L.U. conforme NBR 14762 (ABNT, 2010) e os elementos representados em vermelho não atendem as verificações de segurança.

Figura 32: Ilustração da análise estrutural apresentada no software Cype 3D.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A verificação estrutural realizou a análise de 1882 elementos, sendo que apenas 69,55% destes atenderam a todas as verificações de segurança prescritas na NBR 14762 (ABNT, 2010), conforme mostra Tabela 12.

Tabela 12: Resumo de análises nos elementos da estrutura em estudo.

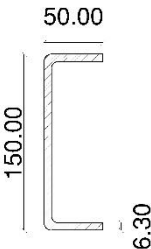
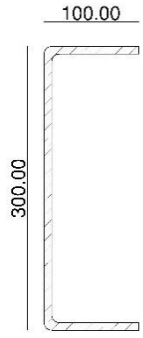
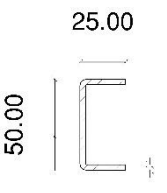
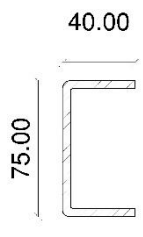
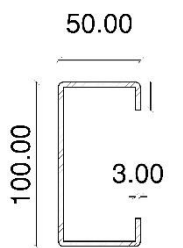
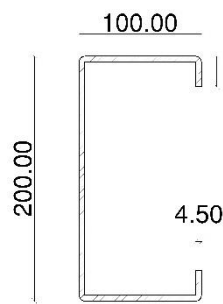
Número de análises na estrutura em estudo					
Pórticos de extremidade		Pórticos intermediários		Terças	
Nº análises	404	Nº análises	1010	Nº análises	468
Atende	379	Atende	635	Atende	295
Não atende	25	Não atende	375	Não atende	173

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

4.5 PERFIS NECESSÁRIOS

Considerando manter-se as dimensões da estrutura e suas características construtivas, ou seja, sem propor elementos adicionais para reforço, o Quadro 7 mostra quais são os perfis necessários para que as verificações da NBR 14762 (ABNT, 2010) sejam atendidas.

Quadro 6: Perfis originais da estrutura e propostos, medidas em mm.

Elemento	Perfil original	Perfil necessário
Banzos superiores e inferiores		
Montantes e diagonais		
Terças		

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

De acordo com a análise estrutural apresentada, os montantes e diagonais são atendidos pelos perfis originais. Porém, com a nova proposição para os outros elementos, estes elementos também necessitam ser adequados, devido ao aumento de peso que os outros elementos causam.

CONCLUSÃO

Através da vistoria visual e dimensional da estrutura, os perfis foram validados quanto às suas dimensões de seção transversal, bem como seu estado de conservação, visto que não existem elementos com corrosão.

A estrutura foi reclassificada para determinação das ações de vento, de acordo com seu reuso e as novas características do local de instalação conforme norma NBR 6123 (ABNT, 1988).

Com a análise estrutural apresentada, é possível verificar que a realocação da estrutura, bem como instalação do sistema de geração de energia solar fotovoltaica sobre a mesma não podem ser feita de forma segura, pois os elementos metálicos não atendem as verificações de segurança prescritas nas normas técnicas NBR 14762 (ABNT, 2010) e NBR 8800 (ABNT, 2008), não podendo ser utilizada em sua forma original.

O software Cype 3D utilizado para a análise estrutural da pesquisa possui uma operabilidade descomplicada, com parâmetros ajustáveis para atendimento às normas técnicas e com apresentação de resultados bem clara e objetiva, além de fornecer modelo 3D da estrutura analisada. Ainda foi possível através do software, determinar os perfis que seriam necessários para atendimento às normas técnicas NBR 14762 (ABNT, 2010) e NBR 8800 (ABNT, 2008), apresentados no Quadro 7.

Quanto aos perfis necessários para atendimento às normas técnicas citadas, é possível verificar que a área de seção dos elementos necessita ser o dobro da existente, o que elevaria consideravelmente o peso próprio da mesma, se fazendo necessário um estudo para verificar sua viabilidade econômica ou estudo para adição de novos elementos estruturais para compor a estrutura original.

Para a possível continuação deste trabalho, deixo como sugestão elaboração de estudo e dimensionamento de novos elementos para reforço da estrutura original, tornando viável a sua utilização no contexto apresentado neste trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMORIM, Bruno Rodrigues. Dissertação de Mestrado. **Estudo de treliças espaciais de aço ou mistas para vigamentos principais de galpões de grandes dimensões**. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 2018.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.120: **Ações para o cálculo de estruturas em edificações** – Rio de Janeiro, 2019.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.123: **Forças devidas ao vento em edificações** – Rio de Janeiro, 1988.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6.355: **Perfis de aço formados a frio – Padronização** – Rio de Janeiro, 2012.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: **Projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto**— Rio de Janeiro, 2008.

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

ASKELAND, Donald R.; WRIGHT, Wendelin J. **Ciência e Engenharia dos Materiais**. tradução Priscilla Lopes; revisão técnica Daniel Rodrigo Leiva. – São Paulo, SP: Cengage, 2019.

BELLEI, Ildony Hélio. **Edifícios Industriais em Aço: Projeto e cálculo**. – 5. ed. rev. e ampl. – São Paulo: Pini, 2006.

DIAS, Luís Andrade de Mattos. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. São Paulo: Ziguarte Editora, 1997.

Ensaio de tração e metalografia do aço SAE 1020. **Revista Engenharia em Ação Uniletoledo**. 2017. Disponível em <
<http://www.ojs.toledo.br/index.php/engenharias/article/view/2578/152>>. Acessado em: 26 de abr. de 2020.

FAKURY, Ricardo Hallal; SILVA, Ana Lydia Reis de Castro e; CALDAS, Rodrigo Barreto. **Dimensionamento básico de elementos estruturais de aço e mistos de aço e concreto**. - São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2016.

JAVARONI, Carlos Eduardo. **Estruturas de Aço: Dimensionamento de perfis formados a frio** – 1.ed. – Rio de Janeiro :Elsevier, 2015.

JÚNIOR, William D. Callister; RETHWISCH, David G. **Ciência e Engenharia de Materiais: uma introdução** – [Reimpr.] – Rio de Janeiro: LTC, 2013.
KASSIMALI, Aslam. **Análise estrutural**. tradução Noveritis do Brasil; revisão técnica Luiz Antonio Vieira Carneiro. – São Paulo: Cengage Learning, 2015.

PAWLICKA, Agnieszka. FRESQUI, Maíra. TRSIC, Milan. **Curso de Química para Engenharia, vol. II: Materiais**. Barueri, SP: Manole, 2013.

PFEIL, Walter; PFEIL, Michele. **Estruturas de aço: dimensionamento prático – 8. ed.** – Rio de Janeiro :LTC, 2014.

PINHEIRO, Antonio Carlos da Fonseca Bragança. **Estruturas Metálicas: Cálculos, detalhes, exercícios e projetos** – São Paulo: Blucher, 2005.

PINHO, João Tavares; GALDINO, Marco Antônio. **Manual de Engenharia para sistemas fotovoltaicos**. Rio de Janeiro: CEPEL-CRESESB, 2014.

PRAVIA, Zacarias M. Chamberlain; DREHMER, Gilnei Arthur; JÚNIOR, Enio Mescasa. **Galpões para usos gerais** - Rio de Janeiro :IABr/CBCA, 2010.

PRODANOV, Cleber Cristiano; FREITAS, Ernani Cesar de. **Metodologia do trabalho científico: métodos e técnicas da pesquisa e do trabalho acadêmico**. Novo Hamburgo, RS: Feevale, 2013.

SILVA, Edson Lubas; PERIN, Igor; SILVA. Valdir Pignatta e. **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: Instituto Aço Brasil / CBCA, 2014.

SHACKELFORD, James F.. **Ciência dos Materiais**. Tradução de Daniel Vieira. 6ª ed. - São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2008.

VASCONCELLOS, Alexandre Luiz. **Ligações em Estruturas Metálicas. Vol. 1**. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2011.

VILLALVA, Marcelo G. **Avaliação prévia dos telhados antes da instalação dos sistemas fotovoltaicos**. Disponível em: <https://canalsolar.com.br/artigos/artigos-tecnicos/item/13-avaliacao-previa-dos-telhados>. Acesso em 01 de maio de 2020.

ANEXO A – Memória de cálculo para validar verificações da estrutura em estudo de acordo com NBR 14762 (ABNT, 2010).

Verificação largura x espessura:

Conforme Tabela 13 presente no item 9.1.2 da NBR 14762 (ABNT, 2010), a relação largura x espessura para alma de perfis U simples não deve ser superior a 90. Já para os perfis enrijecidos das terças, a relação largura x espessura não pode ser maior que 500 para os elementos AA e maior que 60 para os elementos AA com enrijecedor de borda.

Tabela 13: Verificação largura x espessura.

Perfil	Verificação
Banzos superiores e inferiores	$\frac{Bef}{t} = \frac{124,8}{6,3} = 19,8$ ✓
Diagonais e montantes	$\frac{Bef}{t} = \frac{38,0}{3,0} = 12,66$ ✓
Terças (aba vinculada AA)	$\frac{Bef}{t} = \frac{81,4}{4,65} = 17,50$ ✓
Terças abas laterais (AA com enrijecedor)	$\frac{Bef}{t} = \frac{31,4}{4,65} = 6,75$ ✓

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Limitação de esbeltez dos banzos:

Item 9.7.4 da NBR 14762 (ABNT, 2010), o índice de esbeltez (λ) das barras comprimidas não deve exceder 200, e deve ser calculado pela Equação 18.

O coeficiente de flambagem teórico é de 0,65 conforme recomenda NBR 8800 (ABNT, 2008). Para a presente verificação foi adotado coeficiente de flambagem de 0,70, devido a opção do software.

$$KL = 0,70 \times 74cm = 51,8cm \quad (17)$$

Onde:

K = coeficiente de flambagem;

L = comprimento efetivo do perfil.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200 \quad (18)$$

Tabela 14: Características mecânicas do perfil dos banzos.

Área efetiva seção	Inércia eixo x	Inércia eixo y	rx	ry
14,43 cm ²	432,26 cm ⁴	29,80 cm ⁴	5,47 cm	1,44 cm

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Aplicando o comprimento de flambagem (KL) e raio de giração na Equação 16, constata-se que os perfis atendem à limitação de esbeltez:

$$\lambda = \frac{51,8}{1,44} = 35,98 \quad (19)$$

Esforço axial de compressão nos banzos superiores dos pórticos de extremidade:

Para o cálculo do esforço resistente dos perfis ($N_c' Rd$), o fator de redução associado à flambagem χ é obtido através da Tabela 8 da norma NBR 14762 (ABNT, 2010) e o coeficiente de ponderação de resistência γ é igual a 1,20, obtendo-se:

$$N_c' Rd = 0,926 \times 14,43 \times \left(\frac{28}{1,2}\right) = 311,77 \text{ kN} \quad (20)$$

Esforço de flexo-compressão nos banzos superiores dos pórticos de extremidade:

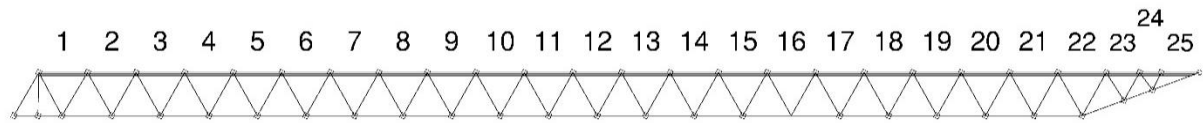
A verificação de segurança para esforços de flexo-compressão é calculada pela Equação 21, onde foi adotado a pior combinação de esforço axial de compressão e momento fletor para cada treliça dos pórticos.

$$\frac{N_c \text{ sd}}{N_c \text{ Rd}} + \frac{M_x \text{ sd}}{M_x \text{ Rd}} + \frac{M_y \text{ sd}}{M_y \text{ Rd}} \leq 1,00 \quad (21)$$

Para a treliça do lado esquerdo, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica no trecho 13 apresentado na Figura 33. A verificação é dada por:

$$\frac{329,75}{311,77} + \frac{1,08}{14,67} + \frac{0,17}{2,04} = 1,20 \quad (22)$$

Figura 33: Identificação dos trechos dos banzos superiores da treliça esquerda.

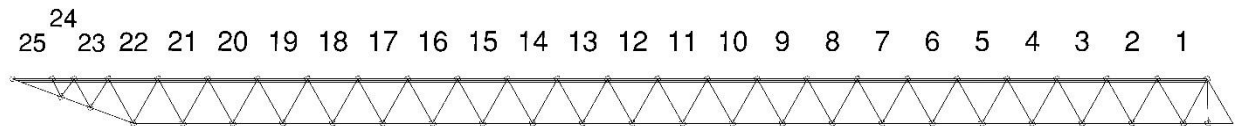


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Verificação para treliça do lado direito, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica também no trecho 13 apresentado na Figura 34. A verificação é dada por:

$$\frac{314,61}{311,77} + \frac{1,01}{14,67} + \frac{0,16}{2,04} = 1,15 \quad (23)$$

Figura 34: Identificação dos trechos dos banzos superiores da treliça direita



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Esforço axial de tração nos banzos inferiores dos pórticos de extremidade:

A força axial de tração resistente ($N_{t,Rd}$) é calculada pela Equação 7 desta pesquisa, sendo o coeficiente de ponderação de resistência γ igual a 1,10.

$$N_{t,Rd} = 14,43 \times \left(\frac{28}{1,1} \right) = 367,39 \text{ kN} \quad (24)$$

Esforço de flexo-tração nos banzos inferiores dos pórticos de extremidade:

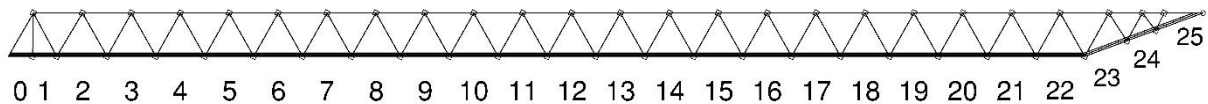
A verificação de segurança para esforços de flexo-tração é calculada pela Equação 25, onde foi adotado a pior combinação de esforço axial de compressão e momento fletor para cada treliça dos pórticos.

$$\frac{N_{t,sd}}{N_{t,Rd}} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,00 \quad (25)$$

Para a treliça do lado esquerdo, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica no trecho 16 apresentado na Figura 35. A verificação é dada por:

$$\frac{241,05}{367,39} + \frac{5,28}{14,67} + \frac{0,14}{2,04} = 1,084 \quad (26)$$

Figura 35: Identificação dos trechos dos banzos inferiores das treliças esquerdas.

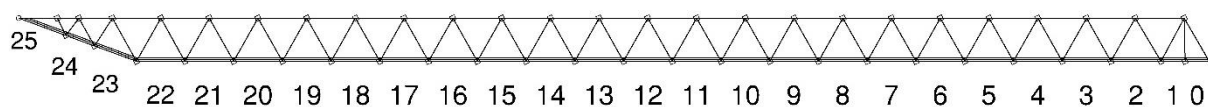


Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A treliça do lado direito, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que também fica no trecho 16 conforme Figura 36, é atendida. A verificação é dada por:

$$\frac{216,59}{367,39} + \frac{4,96}{14,67} + \frac{0,14}{2,04} = 0,996 \quad (27)$$

Figura 36: Identificação dos trechos dos banzos inferiores das treliças direitas.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

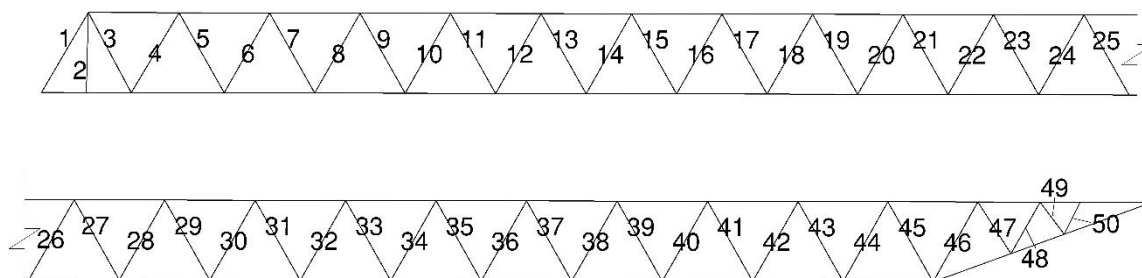
Diagonais e montantes dos pórticos de extremidade

As diagonais e montantes das treliças são solicitadas a esforços axiais de tração e compressão, sendo os valores mais altos próximo aos apoios dos pórticos. Os perfis destes elementos são soldados em caixa dupla, sendo que cada perfil resiste a esforços axiais de tração de até 68,76kN e a esforços axiais de compressão de até 54,81kN, como mostrado a seguir:

$$N_t R_d = 2 \times 2,70 \times \left(\frac{28}{1,1}\right) = 68,76 \text{ kN} \quad (28)$$

$$N_c R_d = 0,87 \times 2,70 \times \left(\frac{28}{1,2}\right) = 54,81 \text{ kN} \quad (29)$$

Figura 37: Numeração das diagonais e montantes das treliças em estudo.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

A Tabela 15 apresenta os valores dos esforços de tração e compressão gerados nos montantes e diagonais das treliças, identificados de acordo com a Figura 37. Nenhum valor excede ao esforço resistente.

Tabela 15: Esforços axiais de tração e compressão gerados nas diagonais e montantes.

Pórticos das extremidades							
Água com módulos para geração de energia.				Água sem módulos para geração de energia.			
Elemento	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)
1	-13,51	26	-6,52	1	-13,02	26	-6,32
2	-29,51	27	-0,81	2	-27,83	27	-0,59
3	48,57	28	0,81	3	46,05	28	0,61
4	-46,57	29	-1,02	4	-44,35	29	-0,82
5	44,77	30	1,12	5	42,46	30	0,91
6	-44,86	31	-8,58	6	-42,54	31	-7,94
7	38,07	32	8,62	7	36,16	32	7,98
8	-38,02	33	-8,90	8	-36,10	33	-8,25
9	37,68	34	9,02	9	35,77	34	8,35
10	-37,59	35	-16,68	10	-35,68	35	-15,61
11	30,24	36	16,69	11	28,75	36	15,62
12	-30,21	37	-17,04	12	-28,72	37	15,97
13	29,86	38	17,11	13	28,37	38	16,04
14	-29,81	39	-24,11	14	-28,32	39	-22,62
15	22,86	40	24,18	15	21,79	40	22,69
16	-22,81	41	-24,51	16	-21,75	41	-23,01
17	22,48	42	24,58	17	21,41	42	23,07
18	-22,45	43	-31,41	18	-21,39	43	-29,50
19	15,08	44	31,08	19	14,45	44	29,21
20	-15,02	45	-31,76	20	-14,38	45	-29,86
21	14,77	46	-6,93	21	14,13	46	-6,54
22	-14,71	47	1,17	22	-14,08	47	1,09
23	6,92	48	-1,69	23	6,71	48	-1,57
24	-6,91	49	-0,09	24	-6,70	49	-0,15
25	6,62	50	-1,00	25	6,42	50	-0,89

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Esforço axial de compressão nos banzos superiores dos pórticos intermediários:

O esforço de compressão axial resistente ($N_{c,Rd}$) do perfil dos banzos superiores dos pórticos intermediários é igual ao dos pórticos de extremidade, visto que o perfil possui as mesmas dimensões:

$$N_{c,Rd} = 0,926 \times 14,43 \times \left(\frac{28}{1,2}\right) = 311,77 \text{ kN} \quad (30)$$

Esforço de flexo-compressão nos banzos superiores dos pórticos intermediários:

A verificação de segurança para esforços de flexo-compressão é calculada também pela Equação 17, onde foi adotado a pior combinação de esforço axial de compressão e momento fletor para cada treliça dos pórticos.

Para a treliça do lado esquerdo, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica no trecho 12 apresentado na Figura 33. A verificação é dada por:

$$\frac{603,30}{311,77} + \frac{0}{14,67} + \frac{0,43}{2,04} = 2,145 \quad (31)$$

Verificação para treliça do lado direito, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica também no trecho 12 apresentado na Figura 34. A verificação é dada por:

$$\frac{573,78}{311,77} + \frac{0}{14,67} + \frac{0,41}{2,04} = 2,041 \quad (32)$$

Esforço axial de tração nos banzos inferiores dos pórticos intermediários:

O esforço de tração axial resistente ($N_{t,Rd}$) do perfil dos banzos inferiores dos pórticos intermediários é igual ao dos pórticos de extremidade, visto que o perfil possui as mesmas dimensões:

$$N_{t,Rd} = 14,43 \times \left(\frac{28}{1,1}\right) = 367,39 \text{ kN} \quad (33)$$

Esforço de flexo-tração nos banzos inferiores dos pórticos intermediários:

A verificação de segurança para esforços de flexo-tração é calculada pela Equação 18, onde foi adotado a pior combinação de esforço axial de compressão e momento fletor para cada treliça dos pórticos.

Para a treliça do lado esquerdo, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica no trecho 13 apresentado na Figura 35. A verificação é dada por:

$$\frac{454,37}{367,39} + \frac{0}{14,67} + \frac{0,36}{2,04} = 1,414 \quad (34)$$

A treliça do lado direito, no ponto mais desfavorável para solicitação de flexo-compressão, que fica no trecho 13 conforme Figura 36. A verificação é dada por:

$$\frac{421,97}{367,39} + \frac{0}{14,67} + \frac{0,36}{2,04} = 1,325 \quad (35)$$

Diagonais e montantes dos pórticos intermediários:

Assim como dos pórticos de extremidade, cada perfil das diagonais e montantes dos pórticos intermediários resistem à esforços axiais de tração de até 68,76kN e a esforços axiais de compressão de até 54,81kN, como mostrado a seguir:

$$N_t R_d = 2,70 \times \left(\frac{28}{1,1}\right) = 68,76\text{kN} \quad (36)$$

$$N_c R_d = 0,87 \times 2,70 \times \left(\frac{28}{1,2}\right) = 54,81\text{kN} \quad (37)$$

A Tabela 16 apresenta os valores dos esforços de tração e compressão gerados nos montantes e diagonais das treliças, identificados de acordo com a Figura 37. Nenhum valor excede ao esforço resistente.

Tabela 16: Esforços axiais de tração e compressão gerados nas diagonais e montantes.

Pórticos intermediários							
Água com módulos para geração de energia.				Água sem módulos para geração de energia.			
Elemento	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)	Diagonal	Esforço atuante (kN)
1	-30,23	26	-14,69	1	-28,98	26	-13,61
2	-55,27	27	-0,92	2	-51,96	27	0,75
3	95,23	28	0,84	3	90,02	28	-0,72
4	-92,20	29	-1,18	4	-87,21	29	-0,78
5	88,53	30	1,15	5	83,75	30	0,81
6	-88,81	31	-15,78	6	-84,01	31	-14,56
7	74,90	32	15,70	7	70,92	32	14,50
8	-74,96	33	-16,09	8	-70,97	33	-14,87
9	74,44	34	16,19	9	70,46	34	14,97
10	-74,39	35	-30,81	10	-70,41	35	-28,73
11	59,66	36	30,70	11	56,55	36	28,63
12	-59,76	37	-31,23	12	-56,65	37	-29,15
13	59,23	38	31,22	13	56,12	38	29,14
14	-59,24	39	-45,84	14	-56,14	39	-42,88
15	44,68	40	45,85	15	42,44	40	42,90
16	-44,73	41	-46,85	16	-42,50	41	-43,39
17	44,22	42	46,34	17	41,99	42	43,38
18	-44,29	43	-60,56	18	-42,06	43	-56,76
19	29,57	44	59,79	19	28,21	44	56,04
20	-29,56	45	-60,99	20	-28,22	45	-57,18
21	29,25	46	-14,61	21	27,89	46	-13,75
22	-29,26	47	2,92	22	-27,89	47	2,74
23	14,45	48	-4,28	23	13,96	48	-4,02
24	-14,56	49	0,96	24	-14,06	49	0,79
25	14,16	50	-3,81	25	13,67	50	-3,52

Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Esforços cortantes nos pontos de apoio:Para cálculo do esforço cortante resistente (V_{Rd}) é utilizada Equação 38:

$$V_{Rd} = 0,6 \times F_y \times h \cdot t / \gamma \quad (38)$$

Onde:

t: Espessura da alma.

h: Largura da alma.

fy: Tensão de escoamento.

E: Módulo de elasticidade.

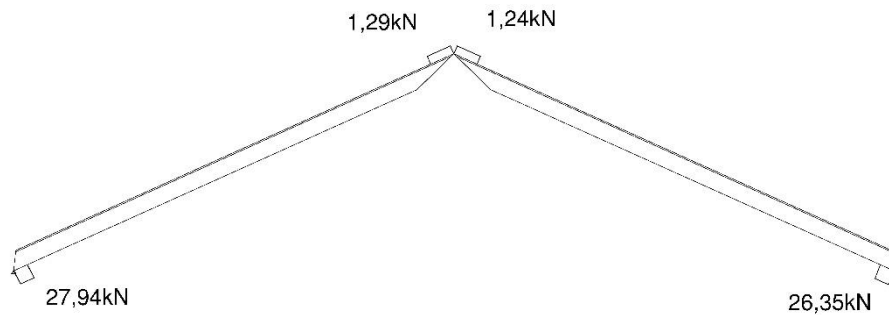
 γ : Coeficiente de ponderação das resistências.

Os perfis de cada banzo suportam 71,98kN de esforço cortante, conforme cálculo a seguir:

$$V_{Rd} = \left(\frac{0,6 \times 28 \times 3,74 \times 0,63}{1,1} \right) \times 2 = 71,98\text{kN} \quad (39)$$

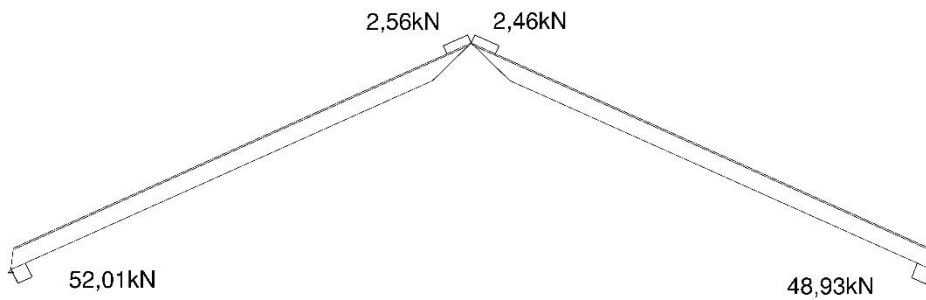
As Figuras 38 e 39 ilustram os esforços cortantes solicitantes (V,Sd) gerados nos pórticos em estudo. Como o perfil estrutural dos banzos suporta solicitações maiores que as geradas, a verificação de segurança da norma NBR 14762 (ABNT, 2010) é atendida para este tipo de esforço.

Figura 38: Esforço cortante nos pontos de apoio dos pórticos de extremidade.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).

Figura 39: Esforço cortante nos pontos de apoio dos pórticos de extremidade.



Fonte: Elaborado pelo autor (2020).