

INSTITUTO FEDERAL
GOIANO
Câmpus Rio Verde

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Análise do Estado Limite de Serviço (ELS) em treliças planas para a instalação de sistemas fotovoltaicos em galpões metálicos

Rebeca Moreira Lima Freitas

RIO VERDE, GO
2021

**INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA GOIANO –
CÂMPUS RIO VERDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Análise de Estado Limite de Serviço (ELS) em treliças planas para a instalação de
sistemas fotovoltaicos em galpões metálicos**

REBECA MOREIRA LIMA FREITAS

Projeto de Curso apresentado ao Instituto Federal Goiano – Campus Rio Verde, como requisito para obtenção do diploma de Graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Michell Macedo Alves

Sistema desenvolvido pelo ICMC/USP
Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema Integrado de Bibliotecas - Instituto Federal Goiano

FF866a Freitas, Rebeca Moreira Lima
Análise do Estado Limite de Serviço (ELS) em treliças planas para a instalação de sistemas fotovoltaicos em galpões metálicos / Rebeca Moreira Lima Freitas; orientador Michell Macedo Alves. -- Rio Verde, 2021.
49 p.

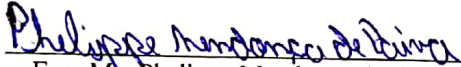
Monografia (Graduação em Engenharia Civil) -- Instituto Federal Goiano, Campus Rio Verde, 2021.

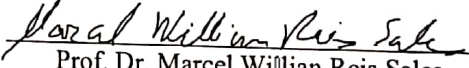
1. Estrutura Metálica. 2. Galpões Metálicos. 3. Placas solares. 4. Sistemas fotovoltaicos. 5. Estado Limite de Serviço. I. Alves, Michell Macedo, orient. II. Título.

REBECA MOREIRA LIMA FREITAS

Análise de Estado Limite de Serviço (ELS) em treliças planas para a instalação de sistemas fotovoltaicos em galpões metálicos

Trabalho de Curso defendido e aprovado em 23 de fevereiro de 2021, pela Banca Examinadora constituída pelos membros:


Eng. Me. Philippe Mendonça de Paiva
Instituto Federal Goiano -
campus Rio Verde


Prof. Dr. Marcel Willian Reis Sales
Instituto Federal Goiano -
campus Rio Verde

MICHELL MACEDO
ALVES:040503316
83

Assinado de forma digital
por MICHELL MACEDO
ALVES:04050331683
Dados: 2021.03.01
13:25:11 -03'00'

Prof. Dr. Michell Macedo Alves
Instituto Federal Goiano -
campus Rio Verde

Rio Verde – GO
2021

AGRADECIMENTOS

À Deus, por me ter concedido a dádiva da vida, saúde para batalhar todos os dias, por me ajudar a vencer mais essa etapa na minha vida e por estar sempre me guiando.

Aos meus pais, Vantuil Moreira de Freitas e Luciana Gomes Lima de Freitas, por todo amor, apoio e paciência em todos esses anos da graduação. Além de serem meu porto seguro em toda a minha vida.

Aos meus irmãos, Talita Lima Freitas e Efraim Paráclito Moreira Dinis Sequeira, por estarem sempre ao meu lado.

Ao Prof. Dr. Michell Macedo Alves, um grande amigo e orientador. Pela paciência e insistência para que eu pudesse concluir o curso. Em vários momentos difíceis, foi alguém que sempre me motivou e me inspirou a ser uma pessoa melhor. Meus sinceros agradecimentos.

Ao engenheiro Me. Phelippe Mendonça de Paiva, que desde o período de iniciação científica sempre compartilhou da sua experiência profissional, aprimorando meus conhecimentos e me apoiando. Obrigada pela paciência e disposição.

Ao Prof. Dr. Marcel Willian Reis Sales, por desde o TCC 1 me orientar e sugerir melhorias ao trabalho e por aceitar ser membro dessa banca.

Aos professores, funcionários e colegas do Instituto Federal Goiano de Rio Verde, pela amizade e os conhecimentos compartilhados durante a graduação. Em especial minha amiga, Juliana Nobre Ribeiro Pontes, por estar sempre ao meu lado me dando forças no dia a dia, compartilhando das alegrias e estando comigo nos momentos mais difíceis.

RESUMO

FREITAS, Rebeca Moreira Lima. **Análise de Estado Limite de Serviço (ELS) em treliças planas para a instalação de sistemas fotovoltaicos em galpões metálicos**. 2021. 55 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Instituto Federal Goiano, Rio Verde, 2021.

A competitividade das estruturas de galpões de uso geral exige soluções econômicas, eficientes, duráveis e rápidas frente ao mercado consumidor. Dessa forma, é necessário verificações de acordo com as recomendações prescritas nas normas técnicas de dimensionamento de estruturas metálicas, afim de garantir o conforto visual e evitar colapsos na estrutura. Nesse contexto, com a crescente demanda de instalações de sistemas fotovoltaicos, é necessário que os telhados e estruturas das edificações sejam projetados e executados adequadamente para receber a carga adicional dos painéis solares. Sendo assim, o objetivo deste trabalho foi verificar a influência da carga do sistema fotovoltaico na combinação quase permanente de serviço. Para isso, foram considerados três modelos de treliças planas trapezoidais, onde o modelo 1 e 2 foram estruturas teóricas com vão livre de 20 m e o modelo 2 uma estrutura já executada no Bairro Céu Azul em Rio Verde-GO, com vão livre de 16,31 m. Foram definidas todas as cargas que atuam sobre as estruturas, inclusive da carga do sistema fotovoltaico, e feita a combinação das ações quase permanente de serviço em duas situações: com e sem o acréscimo das placas solares. Verificou-se os deslocamentos verticais para cada situação pelo software FTOOL. O modelo 1 obteve deslocamentos maiores que os recomendados pela norma ABNT NBR 8800:2008 para ambas situações (com e sem painéis solares), o modelo 2 e 3 passaram na análise do ELS. Houve acréscimo entre 14 a 21% no deslocamento das estruturas, após a aplicação da carga dos painéis solares. Conclui-se sobre o ponto de vista estrutural que a geometria da treliça, a área dos perfis e o vão influenciam no deslocamento da estrutura. Além disso, a aplicação do peso das placas solares, em estruturas mal executadas e/ou projetadas, pode ocasionar deslocamentos acima dos permitidos ou até mesmo o próprio colapso da estrutura.

PALAVRAS CHAVE: Estrutura Metálica; Galpões Metálicos; Projeto estrutural; Placas solares; Sistemas fotovoltaicos; Estado Limite de Serviço.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Diagrama tensão deformação	13
Figura 2: perfil laminado com seção transversal I.....	15
Figura 3: perfil soldado.....	15
Figura 4: Perfil formado a frio.....	16
Figura 5: Perfis tubulares.....	16
Figura 6: Edifício industrial duas águas com cobertura de tesoura e colunas em perfil I.....	18
Figura 7: Edifício industrial de duas águas com pórtico em alma cheia.....	18
Figura 8: Diagrama esquemático de um sistema solar fotovoltaico integrado ao telhado.....	23
Figura 9: Área de instalação painéis.....	24
Figura 10: Identificação das peças.....	25
Figura 11: Danos observados na tesoura.....	26
Figura 12: Desabamentos de coberturas após instalação de painéis fotovoltaicos.....	27
Figura 13: Pórtico do modelo 1.....	28
Figura 14: Quadra de esportes PEC 3000.....	29
Figura 15: Pórtico do modelo 2.....	29
Figura 16: Tesoura do modelo 2.....	30
Figura 17: Pórtico modelo 3.....	31
Figura 18: Detalhes técnicos telhas – modelo 1.....	33
Figura 19: Área de influência.....	34
Figura 20: Características geométrica dos perfis no FTOOL.....	35
Figura 21: Carga devido peso próprio.....	40
Figura 22: Deslocamento PP.....	40
Figura 23: Carga permanente: elementos construtivos.....	41

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades mecânicas de aços-carbono.....	12
Tabela 2: Exemplos de cargas mecânicas impostas por três módulos FV distintos.....	25
Tabela 3: Dimensões do modelo 1.....	28
Tabela 4: Dimensões do modelo 2.....	29
Tabela 5: Dimensões do modelo 3.....	30
Tabela 6: Peso Linear dos elementos estruturais – Modelo 1.....	32
Tabela 7: Peso teórico do perfil – Modelo 1.....	32
Tabela 8 – Peso teórico dos perfis: modelo 2.....	35
Tabela 9: Peso Linear dos elementos estruturais – Modelo 3.....	36
Tabela 10: Peso teórico do perfil – Modelo 1.....	36
Tabela 11 – Carga das terças – modelo 2.....	37
Tabela 12- Carga permanente: modelo 2 e 3.....	37
Tabela 13- Carga do sistema fotovoltaico.....	38
Tabela 14- Carga do sistema fotovoltaico (carga nodal)	38
Tabela 15 – Deslocamentos máximos.....	39
Tabela 16- Deslocamentos provocados pelo PP.....	40
Tabela 17- Deslocamentos provocados pela CP1.....	41
Tabela 18- Deslocamentos provocados pela CP2.....	41
Tabela 19- Deslocamentos provocados pela SC.....	42
Tabela 20– Situação 1: combinação de cargas.....	42
Tabela 21 – Situação 2: combinação de cargas.....	43
Tabela 22 – Deslocamentos combinados – modelo 1.....	43
Tabela 23 – Deslocamentos combinados – modelo 2.....	43
Tabela 24 – Deslocamentos combinados – modelo 3.....	44

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	9
2 JUSTIFICATIVA	9
3 OBJETIVOS.....	10
3.1 Objetivo geral	10
3.2 Objetivos específicos	11
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
4.1 Aço estrutural.....	11
4.1.1 Tipos de aços estruturais	11
4.2 Propriedades dos aços estruturais	12
4.2.1 Diagrama Tensão-Deformação	13
4.2.2 Ductilidade	13
4.2.3 Tenacidade	14
4.2.4 Dureza	14
4.2.5 Fadiga.....	14
4.3 Tipologia de perfis metálicos.....	14
4.3.1 Perfis laminados	15
4.3.2 Perfis soldados	15
4.3.3 Perfis moldados a frio	16
4.3.4 Perfis tubulares.....	16
4.4 Vantagens e desvantagens de estruturas em aço.....	17
4.5 Galpões de uso geral	17
4.6 Tipologia de galpões de aço.....	18
4.7 Partes componentes de um galpão	19
4.7.1 Terças	19
4.7.2 Colunas.....	19
4.7.3 Contraventamentos.....	19
4.7.4 Ligações	19
4.8 Ações atuantes na estrutura.....	20
4.8.1 Ações permanentes.....	20
4.8.2 Ações variáveis	20
4.8.3 Ações excepcionais	20
4.9 Valores de cálculo das ações	20
4.10 Combinações de ações	21

4.10.1	Combinações últimas normais	21
4.10.2	Combinações últimas especiais	22
4.10.3	Combinações quase permanentes de serviço	22
4.10.4	Combinações frequentes de serviço	22
4.11	Sistema fotovoltaico	23
4.11.1	Instalação do sistema fotovoltaico	23
4.11.2	Cargas do sistema fotovoltaico sobre a edificação	25
4.11.3	Sobrecarga em coberturas: consequências	26
4.12	Normas Adicionais	27
5	METODOLOGIA.....	27
5.1	Descrição dos modelos analisados.....	27
5.1.1	Dimensões: Modelo 1	28
5.1.2	Dimensões: Modelo 2	28
5.1.3	Dimensões: Modelo 3	30
5.2	Programas utilizados.....	31
5.3	Ações atuantes	31
5.3.1	Ações permanentes.....	32
5.3.2	Carga permanente: sistema fotovoltaico	38
5.3.3	Sobrecargas em coberturas.....	38
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	39
6.1	Deslocamentos	39
6.1.1	Deslocamentos devidos ao peso próprio	39
6.1.2	Deslocamentos devido à carga permanente: elementos construtivos.....	41
6.1.3	Deslocamentos devido à carga permanente: sistema fotovoltaico	41
6.1.4	Deslocamentos devido à sobrecarga	42
6.2	Combinação de ações quase permanentes de serviço (ELS)	42
6.3	Deslocamentos com as cargas combinadas.....	43
7	CONCLUSÃO.....	45
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	47

1 INTRODUÇÃO

A construção civil é considerada um dos mercados mais competitivos atualmente, em função da busca por soluções econômicas, eficientes, mais duráveis e que sejam executadas nos prazos necessários. Nesse contexto, as estruturas metálicas se tornam uma alternativa para essa demanda, por conta da rapidez na montagem e menores custos na obra final.

No caso de projetos de galpões para uso geral, é necessário estudar o comportamento estrutural. Para isso, é preciso saber quais são os materiais indicados para utilização, as cargas atuantes na edificação, tipos de galpões, formas de ligações entre elementos, etc. Sendo estes requisitos importantes para garantir a eficiência da estrutura, custo benefício baixo, e segurança no que diz respeito às análises dos elementos estruturais, obedecendo as normas brasileiras, principalmente a NBR 8800:2008 para projetos de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios e a NBR 14762:2010 para dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio.

Além disso, percebe-se que a sociedade em geral está mais consciente sobre o uso de energia limpa e renovável. Diante disso, a demanda por produção de energia com painéis fotovoltaicos tende só a aumentar. Nesse contexto, é necessário que o engenheiro civil responsável pelo projeto, considere a carga do sistema fotovoltaico sobre a edificação, e faça o dimensionamento já prevendo o aumento do peso causado pelas placas, ao serem instaladas após a execução do projeto, dessa forma, evita-se futuros problemas estruturais.

Desse modo, são indispensáveis o desenvolvimento e a utilização prática dos conhecimentos adquiridos nas disciplinas e projetos de iniciação científica do curso de Engenharia Civil para desenvolvimento de projetos estruturais.

2 JUSTIFICATIVA

A disponibilidade energética constitui um dos pilares do desenvolvimento da sociedade moderna. Atualmente na matriz energética brasileira, fontes não renováveis somam 54,7% do total e são representadas pelo petróleo e derivados, gás natural, carvão mineral, urânio e outras não renováveis (BEN, 2019). Tais fontes possuem alto coeficiente energético, mas também geram grande degradação ambiental em sua exploração e utilização. Visto isso, o uso de fontes de energia sustentável vem sendo debatido de forma mais intensiva na atualidade.

Dentre essas, a energia solar fotovoltaica surge como um grande potencial de geração energética por ser uma fonte de energia considerada limpa, devido ao seu uso não produzir poluentes ao meio ambiente, e renovável, devido à natureza inesgotável do sol. Além disso,

possui outras vantagens como o longo tempo de vida dos seus equipamentos (da ordem dos 30 anos), economia na fatura de energia, previsibilidade de gastos e questões ambientais (Brito e Silva, 2006).

A geração distribuída a partir de fonte solar fotovoltaica deve ter um aumento de 50% de capacidade até 2024, de acordo com o relatório Renewables 2019 da Agência Internacional de Energia (AIE). Visto isso, há uma crescente demanda por essa fonte de energia, em empresas e residências. Por esse motivo, os telhados e estruturas das edificações devem ser projetados e executados adequadamente para receber a carga adicional dos painéis fotovoltaicos.

Para o projetista, é de fundamental importância o estabelecimento de critérios para quantificação das ações e das resistências que produzam efeitos significativos para a estrutura, levando-se em conta os estados limites últimos (ELU) e de serviço (ELS). Para o estabelecimento desses critérios de combinação das ações, essas se classificam de acordo com a sua variabilidade no tempo como: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais.

As ações permanentes diretas são a soma dos pesos próprios dos elementos da construção. Já as ações variáveis são todas que variam durante toda vida útil da construção e apresentam valores significativos que devem ser previstos. Por fim, as ações excepcionais são as que têm pouca probabilidade de ocorrer e com a duração extremamente curta durante a vida útil da construção, porém devem ser levadas em consideração nos projetos (NBR 8800, 2008)

Dessa forma, entende-se que as placas fotovoltaicas irão gerar uma ação sobre a estrutura do telhado da edificação, de forma permanente. Visto isso, e sua importância, chegou-se à proposição do tema para esta dissertação: avaliar os deslocamentos devido à influência do peso dos elementos que compõe o sistema fotovoltaico em três modelos de estruturas distintas.

3 OBJETIVOS

Os objetivos deste trabalho estão classificados em objetivos gerais e objetivos específicos.

3.1 Objetivo geral

Analisar o Estado Limite de Serviço (ELS) pela combinação de cargas quase permanentes de serviço de 3 modelos de treliças metálicas planas via software FTOOL, afim de verificar a influência da carga do sistema fotovoltaico nestas estruturas.

3.2 Objetivos específicos

- Modelar o sistema estrutural de três de galpões metálicos de dimensões usuais, utilizando perfis formados a frio;
- Definir e analisar as ações que atuarão sobre a estrutura;
- Analisar os deslocamentos verticais provocados pelas ações atuantes nos três modelos de treliças, separadamente;
- Quantificar e adicionar o peso dos painéis fotovoltaicos às estruturas;
- Fazer a combinação de cargas quase permanentes de serviço, e analisar as duas situações: sem a carga do sistema fotovoltaico, e depois acrescentando a mesma;
- Analisar se os deslocamentos verticais, estão dentro do recomendado pela norma ABNT NBR 8800:2008.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O dimensionamento de uma edificação deve ser feito com o objetivo de garantir a estabilidade e segurança da estrutura durante sua vida útil. Para um correto dimensionamento, é necessário que o projetista observe diversas análises. O projeto estrutural, compreende várias etapas, que são: Concepção estrutural, análise estrutural, discriminação dos tipos de perfis a serem utilizados e os vínculos, dimensionamento, detalhamento e desenho (DIAS, 2002).

4.1 Aço estrutural

Segundo Dias (2002), define-se aço como uma liga metálica composta principalmente de ferro e carbono, sendo que o teor de carbono para o uso na construção civil é da ordem de 0,18% a 0,25%. Em sua composição, o aço contém também outros elementos de liga (cromo, manganês, níquel, etc) que são adicionados intencionalmente à liga ferro-carbono para alcançar propriedades de resistência e ductilidade, que são extremamente importantes quando aplicadas na engenharia civil.

4.1.1 Tipos de aços estruturais

De acordo com a composição química, os aços estruturais podem ser classificados como: aços-carbono e aços de baixa liga (aços carbono acrescidos de elementos de liga). Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos, que irão modificar suas propriedades mecânicas (PFEIL, 2009).

Os mais utilizados são os aços-carbono, nos quais o aumento de resistência é proporcional ao teor de carbono e, em menor escala, pelo manganês. Nesse tipo de aço, possuem elementos de liga em teores residuais máximos admissíveis (carbono: 2,0%, silício: 0,60%, manganês: 1,65% e de cobre: 0,35%). Em função do teor de carbono, distinguem-se três classes: baixo carbono ($C \leq 0,3\%$), médio carbono ($0,3\% < C < 0,5\%$) ou alto carbono ($C \geq 0,5\%$), (DIAS, 2002).

Quanto maior o teor de carbono, maior será a resistência do aço, porém menor a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o que conduz a problemas na soldagem. Por isso, nas estruturas usuais de aço, utilizam-se os aços de baixo teor de carbono, pois possuem boa tenacidade e soldabilidade. (PFEIL, 2009)

A Tabela 1 mostra os principais tipos de aço carbono que são utilizados em estruturas, segundo padrões da ABNT (Brasil), ASTM (EUA), e de normas europeias (EN):

Especificação	Limite de escoamento f_y (Mpa)	Resistência à ruptura f_u (Mpa)	Principais aplicações
ASTM A-36	250	400-550	Perfis soldados e laminados, com espessuras maiores que 4,57 mm
ASTM A-570	275	380	Perfis formados a frio, espessuras menores que 5,84 mm
NBR 6648/CG-26	255	410	Perfis soldados
NBR 6650/CF-26	260	410	Perfis formados a frio
NBR 7007/MR-250	250	400	Perfis laminados

Tabela 1 - Propriedades mecânicas de aços-carbono

Fonte: Dias, 2002

4.2 Propriedades dos aços estruturais

Para se compreender o comportamento do aço, é essencial que o profissional conheça as propriedades do aço, as quais definem o comportamento dos aços, quando sujeitos a esforços mecânicos, determinando sua resistência e transmitindo os esforços, sem romper ou para que não ocorram deformações excessivas.

4.2.1 Diagrama Tensão-Deformação

Nas aplicações estruturais, as grandezas mais utilizadas são as tensões (σ) e as deformações (ϵ). Ao submeter uma barra metálica, a um esforço de tração crescente, observa-se que esta sofre uma deformação progressiva de extensão, ou seja, um aumento de comprimento correspondente. Com os pares de valores obtidos nesse ensaio de tração, obtém-se o diagrama de tensão-deformação (Figura 1).

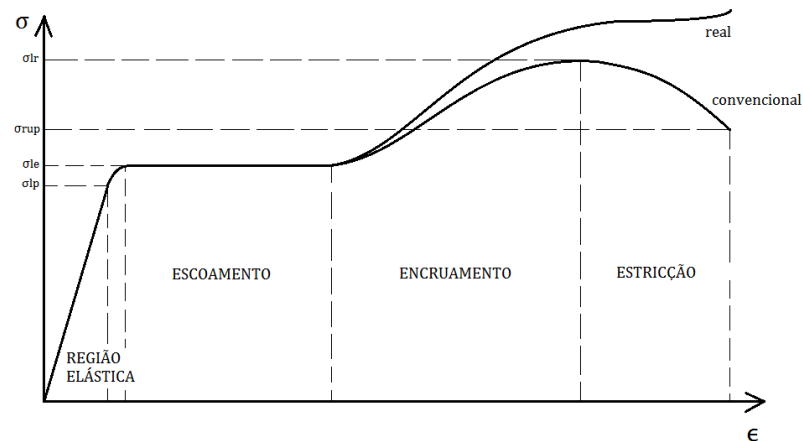


Figura 1: Diagrama tensão-deformação
Fonte: Blog “O pórtico.com”, (2015)

Na fase elástica, a deformação é proporcional a tensão, seguindo a lei de Hooke Generalizada ($\sigma = E\epsilon$). Graficamente, a inclinação desse trecho linear é a constante de proporcionalidade chamada de módulo de elasticidade ou módulo de Young (E), que correlaciona a tensão e a deformação para o material. Ao ultrapassar o limite de proporcionalidade, tem lugar a fase plástica, o material irá ultrapassar o regime elástico, e sofrer o escoamento ou cedência, que é o aumento de deformação sem variação da tensão. Essa tensão que produz o escoamento, é chamada de limite de escoamento (DIAS, 2002).

Após o escoamento, a estrutura passa pelo encruamento, onde irá ter um crescimento de tensões, mas não se aplica aos cálculos, pois ocorre deformações exageradas. Na fase do escoamento, já é possível identificar uma deformação visível, e por isso, no projeto de estruturas metálicas deve-se evitar que o limite de escoamento seja atingido. Adota-se um coeficiente de segurança, que aplicado a f_y gera a tensão admissível, utilizada nos cálculos. (PFEIL, 2009).

4.2.2 Ductilidade

Segundo Pfeil (2009), a ductilidade é a capacidade do material se deformar plasticamente sem se romper. Os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais altas sofrem deformações plásticas, que são capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico

possibilita, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada uma distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além desse efeito local, quando o material é dúctil, sofrerá grandes deformações ou estiricções, antes de se romper, dessa forma, constituindo um aviso de presença de cargas elevadas.

4.2.3 Tenacidade

Tenacidade é a energia total, elástica e plástica, que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura. Em tração simples, a tenacidade é representada pela área total do diagrama tensão e deformação.

Se um material dúctil e um material frágil possuem a mesma resistência, o material dúctil irá requerer maior quantidade de energia para ser rompido, sendo mais tenaz. (DIAS, 2002)

4.2.4 Dureza

Denomina-se dureza a resistência ao risco ou abrasão. Ou seja, a resistência que a superfície do material oferece à penetração realizada por outra peça com maior dureza (PFEIL, 2009).

4.2.5 Fadiga

As peças metálicas quando trabalham sob efeito de esforços repetidos e por inúmeras vezes, pode haver uma ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos, o que se denomina por fadiga. A resistência à fadiga é geralmente determinante no dimensionamento de peças sob ação de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes etc. Além disso, as uniões por solda provocam modificação na estrutura cristalina do aço junto à solda, bem como concentrações de tensões, com a consequente redução da resistência à fadiga nesses pontos. (PFEIL, 2009).

4.3 Tipologia de perfis metálicos

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis, fios trefilados, cordoalhas, chumbadores, cabos e parafusos. Entretanto, são os perfis que são os mais importantes desde o projeto até a montagem da estrutura, pois são os elementos que mais impactam no consumo total de aço do projeto. Os perfis utilizados na indústria podem ser

obtidos de duas maneiras: pelo processo siderúrgico (chapas, barras e perfis laminados) ou pelo processo metalúrgico (chapas dobradas ou perfis soldados).

4.3.1 Perfis laminados

São perfis fabricados à quente nas usinas siderúrgicas, que apresentam grande eficiência estrutural. Dentre todos os perfis, são os mais econômicos, pois dispensam trabalhos adicionais como dobras ou soldagens.

Existem várias dimensões e pesos padronizados, sendo a seção transversal em I e H as mais comuns, dessa forma, há uma restrição a essas dimensões se optar por usar esse tipo de perfil (Figura 2)

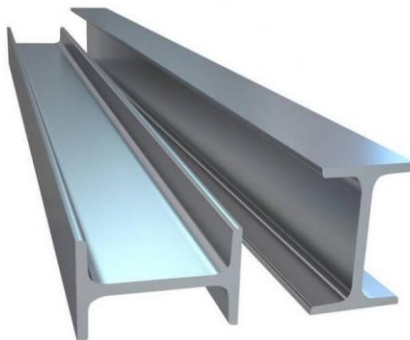


Figura 2: perfil laminado com seção transversal I

Fonte: Site VANZIN disponível em <<http://www.vanzin.ind.br/produto/perfil-laminado-i-e-h/>>

São oferecidos em várias medidas, compreendidas entre 150 e 610 mm de altura, e comprimentos de 6 e 12 metros. (DIAS, 2002)

4.3.2 Perfis soldados

Perfil constituído por chapas de aço estrutural, que são obtidos por meio de corte e soldagem de chapas planas de aço, permitindo maior variedade de formas e dimensões de seções transversais, desde que respeitem as relações altura/largura prevista na norma NBR 5884. (Figura 3)

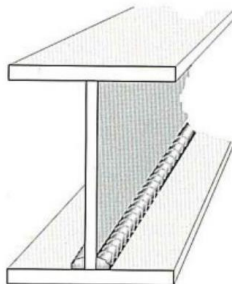


Figura 3: perfil soldado

Fonte: Dias, 2002

4.3.3 Perfis moldados a frio

São perfis que são obtidos pelos processos de dobramento a frio de chapas de aço, seguindo a norma NBR-6355. As chapas podem ser formadas ou dobradas por dobradeiras (onde ocorre o puncionamento da chapa contra uma mesa com o formato do perfil desejado), ou através de máquinas perfiladeiras, onde a chapa passa por uma série de cilindros até ganhar as medidas especificadas. Podem ser fabricados em forma de L (cantoneira), U, Z, e suas respectivas variáveis (Figura 4).

As chapas devem ter no máximo 12,5 mm de espessura. De modo geral, utiliza-se esse tipo de perfil para construções mais leves, sendo empregues em elementos estruturais, como barras de treliças e terças. (DIAS, 2002)



Figura 4 – Perfil formado a frio seção u enrijecido

Fonte: Site NEWACO disponível em <<https://www.newaco.com.br/perfil-u-dobrado-aco-simples-e-enrijecido>>

4.3.4 Perfis tubulares

Segundo PRATTI (2015), são produtos ocios, de seção retangular (sendo a quadrada uma variante desta) ou redonda. Podem ser produzidos soldando chapas dobradas, sendo chamados de tubos com costura, ou através de laminadores como os perfis, chamados tubos sem costura. (Figura 5)



Figura 5: Perfis tubulares

Fonte: Site SSAB disponível em <<https://www.ssab.com.br/products/steel-categories/hollow-sections>>

4.4 Vantagens e desvantagens de estruturas em aço

De acordo com Bellei (2010), dentre as vantagens do aço como material de construção estão:

- Possuem uma alta resistência nos diversos estados de tensão (tração, compressão, flexão), suportando grandes esforços apesar da área relativamente pequena das seções;
- São mais leves que os elementos de concreto armado, o que ocasiona alívio nas fundações;
- Os elementos de aço oferecem uma grande margem de segurança no trabalho, devido a homogeneidade, com limite de escoamento, ruptura e módulo de elasticidade bem definidos.
- As peças são produzidas em fábricas por processos industrializados seriados, cujo efeito escala favorece menores prazos e menores custos;
- Os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, permitindo também maior facilidade para reforçar a estrutura, quando necessário;
- É um material reaproveitável;
- Menor prazo de execução, se comparado a outros materiais;

Entretanto, o aço é muito suscetível a intempéries naturais como a corrosão, que reduz gradualmente as espessuras das chapas dos elementos estruturais, e com isso compromete a integridade da estrutura. Dessa forma, é necessário um sistema de prevenção contra esses processos naturais. Os quais podem ser processo de galvanização (cobrimento da superfície com uma camada de zinco) ou que os elementos de aço sejam cobertos com camadas de tinta (BELLEI, 2010).

4.5 Galpões de uso geral

Segundo o Instituto Aço Brasil (2010), os galpões de uso geral são construções com estruturas de aço de um único pavimento, constituídos de sistemas estrutural compostos por pórticos regularmente espaçados (vãos), com cobertura superior apoiada em sistemas de terças e vigas ou tesouras e treliças, com grandes áreas cobertas e destinadas para uso comercial, de uso industrial, agrícola ou outras aplicações.

4.6 Tipologia de galpões de aço

Há diversas alternativas de tipologia para galpões industriais, cada uma apresentando suas vantagens e desvantagens. Entre elas, a mais simples e largamente utilizada é a cobertura em duas águas, com o uso de treliças (tesouras) de cobertura conforme a Figura 6.

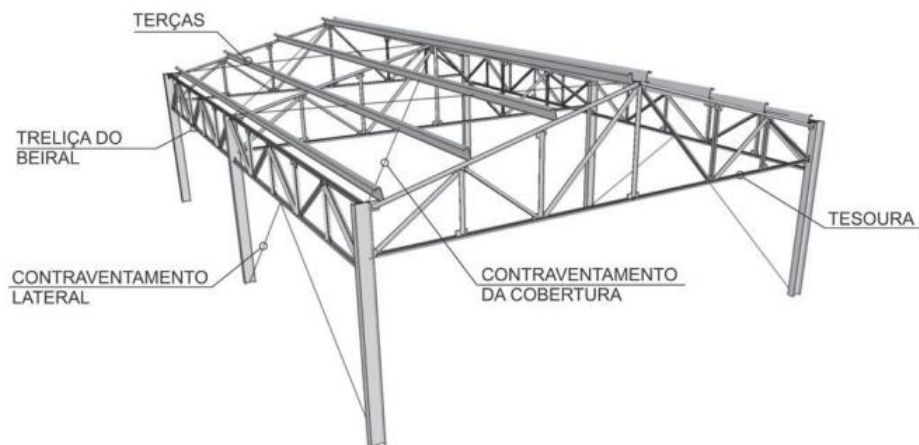


Figura 6: Edifício industrial duas águas com cobertura de tesoura e colunas em perfil I
Fonte: Instituto Aço Brasil – Centro Brasileiro da Construção em Aço (2010)

Outra tipologia muito utilizada em edifícios industriais são os pórticos com vigas e pilares em alma cheia, regularmente espaçados (Figura 7). Atualmente, muitos edifícios têm adotado este modelo devido à facilidade de montagem.



Figura 7: Edifício industrial de duas águas com pórtico em alma cheia
Fonte: Instituto Aço Brasil – Centro Brasileiro da Construção em Aço (2010)

4.7 Partes componentes de um galpão

4.7.1 Terças

As terças são vigas longitudinais (com comprimentos de vão em torno de 6 m) fixadas nos planos da cobertura e com função de transferir à estrutura principal as cargas atuantes naqueles planos, tais como peso do telhamento e sobrepessões e sucções devidas ao vento. O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhamento e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas. (Pfeil, 2009)

4.7.2 Colunas

Colunas são elementos ou conjuntos verticais destinados a receber esforços das estruturas correspondentes das vigas, piso, cobertura, sobrecargas e etc, e transferi-los para outros elementos como as fundações. São dimensionados de forma a resistir principalmente compressão e flambagem.

4.7.3 Contraventamentos

Os sistemas de contraventamento são constituídos por barras associadas geralmente em forma de X compondo sistemas treliçados. A principal função desses sistemas são fornecer estabilidade espacial ao conjunto, além ele distribuir as cargas de vento. A flambagem desses elementos comprimidos pode ser no plano horizontal (ou plano da cobertura) e o contraventamento neste plano serve para reduzir os seus comprimentos de flambagem e, portanto, para aumentar suas resistências à compressão. (PFEIL, 2009)

4.7.4 Ligações

Para que a estrutura trabalhe como um todo, utiliza-se as ligações. A ligação entre os perfis pode ser parafusada ou soldada. As ligações parafusadas podem ser pré-montadas na fábrica, e como consequência, se tem maior precisão e melhor qualidade na montagem, podem ser verificadas através do controle do torque dos parafusos e apresentam maior visibilidade.

As ligações soldadas quando executadas na fábrica têm garantida a qualidade de execução, são menos visíveis, dando aparência de continuidade às peças, entretanto, é preciso ser testadas quando em conexões importantes. (MARINGONI, 2004)

Ligações feitas na obra devem ser cuidadas para garantir sua qualidade. É possível usar soldas e parafusos em uma mesma ligação, mas nunca na mesma função. Parafusos funcionam mesmo com folga. Soldas não permitem qualquer movimento. (D'ALAMBERT, 2005)

4.8 Ações atuantes na estrutura

Em um projeto estrutural, é necessário considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura, observando os estados-limites últimos e de serviço. Segundo a norma da ABNT NBR 8681, tem-se as ações: permanentes, variáveis e excepcionais.

4.8.1 Ações permanentes

Segundo a Norma Brasileira NBR 8800 (ABNT, 2008), essas ações são aquelas que ocorrem com valores constantes durante toda a vida útil da construção. Podem ser diretas e indiretas. As ações permanentes diretas são decorrentes do peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos fixos da construção e instalações permanentes (que é o caso das placas solares, que é o objeto de estudo desse trabalho).

Já as ações permanentes indiretas, são aquelas constituídas pelas deformações consequentes da retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio e imperfeições geométricas.

4.8.2 Ações variáveis

Como o nome sugere, são aquelas ações que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. Ocorrem pelo uso e ocupação da edificação, que podem ser as sobrecargas em pisos e coberturas, equipamentos, pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, ação do vento e variação da temperatura da estrutura. (ABNT NBR 8800, 2008)

4.8.3 Ações excepcionais

São as ações com probabilidade muito baixa e de duração extremamente curta durante a vida útil da construção, mas devem ser levadas em consideração para estruturas específicas. São as ações decorrentes de incêndios, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

4.9 Valores de cálculo das ações

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores representativos, F_r , multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , os quais irão majorar as ações e garantir a segurança da estrutura.

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \gamma_{f2} \gamma_{f3}$$

Eq. 1

Onde,

- γ_{f1} : parcela que considera a variabilidade das ações;
- γ_{f2} : parcela que considera a simultaneidade de atuação das ações;
- γ_{f3} : parcela que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações (problemas construtivos ou deficiência do método de cálculo empregado), de valor igual ou superior a 1,10.

O produto $\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ é representado por γ_g ou γ_q . O coeficiente γ_{f2} é igual ao fator de combinação ψ_0 . Na norma brasileira ABNT NBR 8800, na tabela 1 e 2, indica os valores-base para os respectivos coeficientes de ponderação.

Em geral, o coeficiente de ponderação das ações para os estados limites de serviço, γ_f , é igual a 1,0. Nas combinações de ações de serviço são usados os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 , dados na tabela 2 da ABNT NBR 8800, para obtenção dos valores freqüentes e quase permanentes das ações variáveis, respectivamente.

4.10 Combinações de ações

Para o cálculo estrutural, é necessário fazer diversas combinações das ações, e projetar a estrutura para receber o carregamento mais crítico. Um carregamento nada mais é, que a combinação das ações que têm probabilidades consideráveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. A verificação dos estados limites últimos e dos estados limites de serviço, deve ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

4.10.1 Combinações últimas normais

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as combinações últimas normais são as previstas para edificação durante toda sua vida útil. É preciso considerar todas as combinações possíveis para verificação das condições de segurança em relação a todos os estados limites últimos aplicáveis.

Para cada combinação, aplica-se a seguinte expressão:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj} F_{Qj,k}) \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

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

- $F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável considerada como principal para a combinação;
- $F_{Qj,k}$: valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal.

4.10.2 Combinações últimas especiais

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as combinações últimas especiais ocorrem da atuação de ações variáveis de natureza ou intensidade especial, cujos efeitos superam em intensidade os efeitos produzidos pelas ações consideradas nas combinações normais. Os carregamentos especiais são transitórios, com duração muito pequena em relação ao período de vida útil da estrutura.

4.10.3 Combinações quase permanentes de serviço

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as combinações quase permanentes são aquelas que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura. A ocorrência de um estado-limite de serviço pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, além de poder causar danos aos equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício. Nas combinações quase permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes.

4.10.4 Combinações frequentes de serviço

Segundo a ABNT NBR 8800:2008, as combinações frequentes são aquelas que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura. Essas combinações são utilizadas para os estados limites que não causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, incluindo os relacionados ao conforto dos usuários e ao funcionamento de equipamentos. Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{Q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1,k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

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

Eq. 3

4.11 Sistema fotovoltaico

A energia solar é considerada renovável, uma vez que, sua fonte é o sol. Uma das formas de captação da energia solar, é pelo sistema fotovoltaico, a luz solar é capturada pelas placas e imediatamente convertida em energia elétrica.

A energia elétrica, através do sistema fotovoltaico, é gerada através de placas ou coletores, que recebem a radiação solar por meio de materiais semicondutores, geralmente o silício. Além do Silício, também são utilizados o Telureto de Cádmio (CdTe), Disseleneto de Cobre, Gálio e Índio (CIGS), além de outros semicondutores compostos (PARIDA ET AL., 2011).

Segundo Rüter (2004), as vantagens desse método de conversão de energia são: sistema extremamente simples, a inexistência de peças móveis, sua característica modular (desde mW até MW), prazos curtos de instalação, o elevado grau de confiabilidade dos sistemas, baixa manutenção, não-poluente e utiliza o sol como fonte de energia, que é renovável.

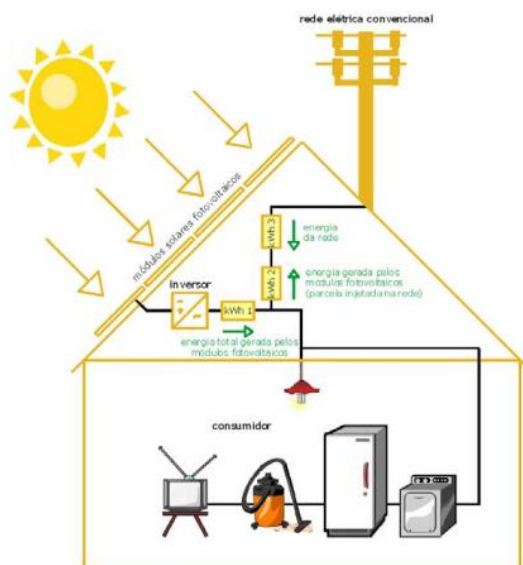


Figura 8 - Diagrama esquemático de um sistema solar fotovoltaico integrado ao telhado
Fonte: Rüter, 2004

4.11.1 Instalação do sistema fotovoltaico

Para a instalação de um sistema fotovoltaico, é preciso estar em conformidade com as normas reguladoras. Para esse tipo de estrutura, utiliza-se a ABNT NBR 6132: Forças devidas ao vento em edificações e a ABNT NBR 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.

4.11.1.1 Velocidade do vento

Antes da instalação do sistema, é necessário considerar o efeito do vento nas estruturas, conforme consta na norma ABNT NBR 6123.

Para o cálculo da influência do vento na estrutura, é preciso determinar

1. A velocidade básica do vento, V_0 pelo gráfico das isopletas das velocidades básicas no Brasil, de acordo com a região onde a edificação se encontra.
2. Fator Topográfico, S_1 , que é determinado em função do relevo do terreno
3. Fator de Correção, S_2 , que é a classificação por tipo de superfície do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno;
4. Fator Estatístico, S_3 , é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.
5. Velocidade de Vento Característica ($V_k = V_0 * S_1 * S_2 * S_3$)
6. Carga Atuante ou Pressão Dinâmica ($q = 0,613 V_k^2$)

4.11.1.2 Locais de fixação

Segundo o Manual de instalação de estruturas para painéis fotovoltaicos (IBRAP), recomenda-se instalar a estrutura no centro da cobertura, com uma distância mínima de 0,5m entre à extremidade do telhado e o início dos painéis solares, respeitando a região dos cantos. As áreas em vermelho e amarelo indicam onde se deve evitar a instalação do sistema. (Figura 9)

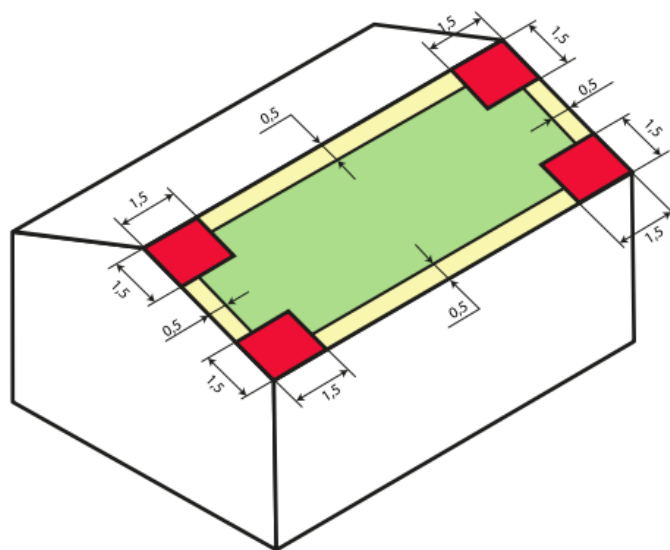


Figura 9: Área de instalação painéis
Fonte: Manual IBRAP

4.11.1.3 Visão Geral do Sistema

Os componentes do sistema fotovoltaico estão indicados na figura 10 abaixo:

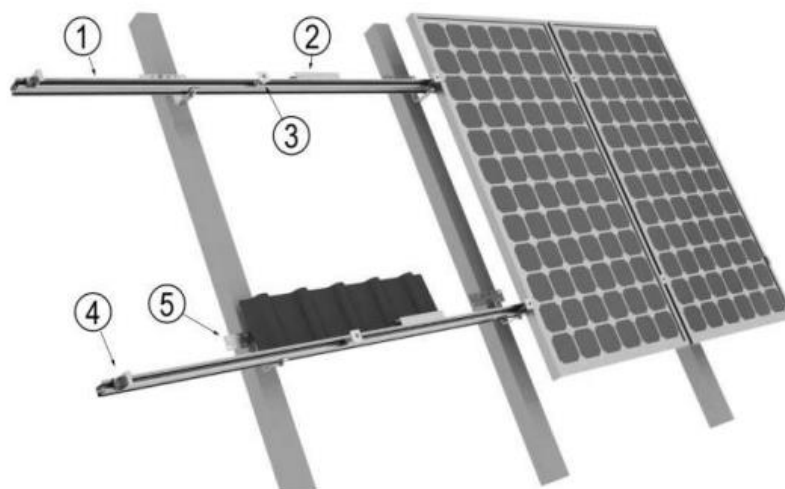


Figura 10 – Identificação das peças: 1. Trilho 2. Trilho de emenda 3. Grampo intermediário 4. Grampo “terminador” 5. Gancho de aço/alumínio - Hook

Fonte: Manual PHB disponível em

<http://www.phb.com.br/PDFs/Produtos/Solar/Estruturas/PHB%20-%20Manual%20de%20Instala%C3%A7%C3%A3o%20para%20SFV%20em%20Telhados.pdf>

4.11.2 Cargas do sistema fotovoltaico sobre a edificação

Para o cálculo estrutural de um galpão, é necessário ter conhecimento da quantidade de carga que o sistema fotovoltaico vai aplicar sobre a cobertura da estrutura, evitando acidentes e patologias na construção. Como é uma estrutura fixa, o seu peso será contabilizado como carga permanente.

Segundo DGS (2008), o gerador fotovoltaico impõe uma carga mecânica na cobertura à qual está fixado, sendo esta carga o somatório do peso de todos os componentes do gerador FV. É recomendado que a verificação de uma cobertura que irá receber as placas seja realizada por um engenheiro civil habilitado em análise estrutural.

Tecnologia	Configuração do sistema	Kgf/m ² (módulo fotovoltaico)	Kgf/m ² (Estrutura)	Kgf/m ² (Sistema)
a-Si	Vidro fixado em estrutura de alumínio	20	5	25
a-Si	Módulo flexível colado em manta impermeabilizante	3,6	3,4	7
c-Si	Vidro com moldura fixado em estrutura de alumínio	12	5	17

Tabela 2: Exemplos de cargas mecânicas impostas por três módulos FV distintos

Fonte: SOUSA (2018), adaptado de DGS (2008)

Entretanto, na prática, geralmente adota-se cerca de 15 kgf/m² para as placas fotovoltaicas, incluindo o sistema de fixação. (CREA-PR, 2019)

4.11.3 Sobrecarga em coberturas: consequências

A análise estrutural é necessária em qualquer instalação fotovoltaica, seja para edificações já existentes ou para novas estruturas. Além de todas as cargas citadas anteriormente, é de extrema importância considerar a carga dos módulos fotovoltaicos.

Deve-se fazer o levantamento das dimensões e localizações dos pilares, das terças, das treliças e tesouras do telhado, e as características de todo material dos elementos estruturais, o estado das ligações, além do projeto estrutural adequado, de acordo com todas as normas vigentes. Em muitos casos, é necessário fazer o reforço das estruturas, o resultado da análise estrutural irá indicar essa necessidade.

Dessa forma, pode-se ocorrer resultados danosos, patologias, desabamentos por conta da negligência da avaliação estrutural, podendo levar a danos materiais e até mortes. Na figura 11, pode-se observar a flambagem em uma diagonal, provavelmente causada durante uma sobrecarga na cobertura.

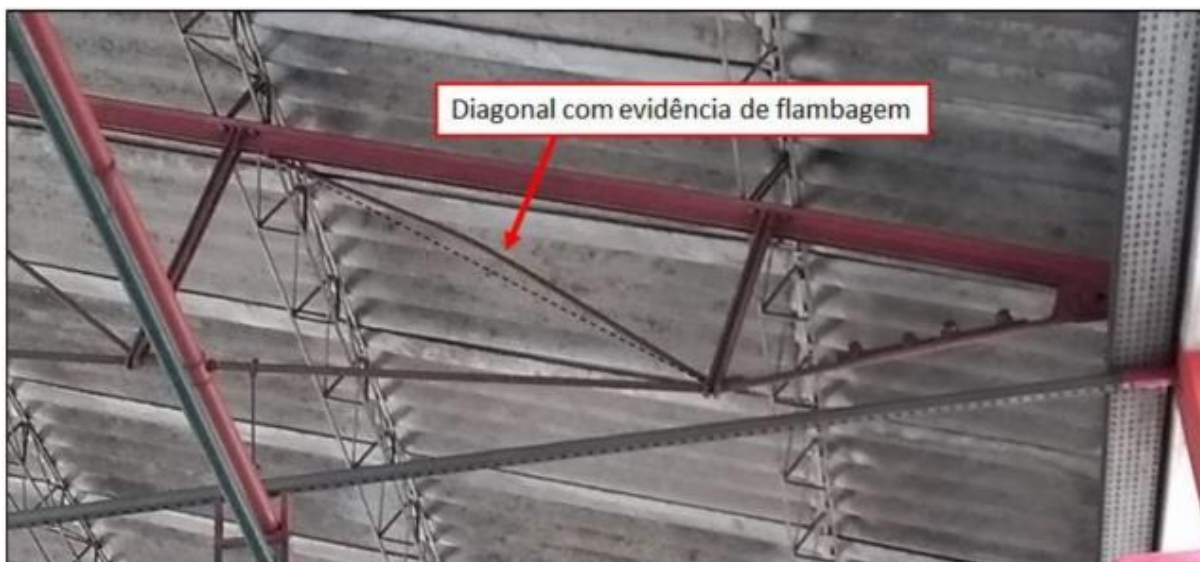


Figura 11 - Danos observados na tesoura

Fonte: Canal Solar, 2020

Além de patologias na estrutura, pode-se ocorrer desabamentos. Que além de gerar prejuízos para a edificação, podem provocar acidentes ao atingir pessoas e veículos. Diante disso, entende-se a extrema importância de uma análise estrutural correta. (Figura 12)



Figura 12 - Desabamentos de coberturas após instalação de painéis fotovoltaicos
Fonte: Canal Solar, 2020

4.12 Normas Adicionais

Para o detalhamento do projeto, utiliza-se as seguintes normas:

- ABNT NBR 8800:2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios;
- ABNT NBR 6123:2013 - Forças devidas ao vento em edificações
- ABNT NBR 6120:2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

5 METODOLOGIA

Preliminarmente, definiram-se as características básicas dos galpões a serem analisados, como o vão, o espaçamento entre os pórticos, comprimento, altura, localização e condições do entorno.

5.1 Descrição dos modelos analisados

Foi feita a análise de 3 modelos diferentes de galpões. Todos com treliças trapezoidais.

5.1.1 Dimensões: Modelo 1

O primeiro modelo para análise, foi um exemplo teórico, do curso “MÓDULO I – Projeto de um galpão treliçado”, ministrado pelo Engenheiro Flávio Roberto, da plataforma “estruturasonline”. As dimensões do galpão estão relacionadas conforme a tabela 3, e o esboço do pórtico representado pela Figura 13.

Vão longitudinal de entre pórticos	5 m
Comprimento total	20 m
Pé direito	8,5 m
Altura máxima do pórtico	10 m
Altura do pendural	1,5 m
Distância entre montantes	1 m

Tabela 3: Dimensões do modelo 1

Fonte: autor

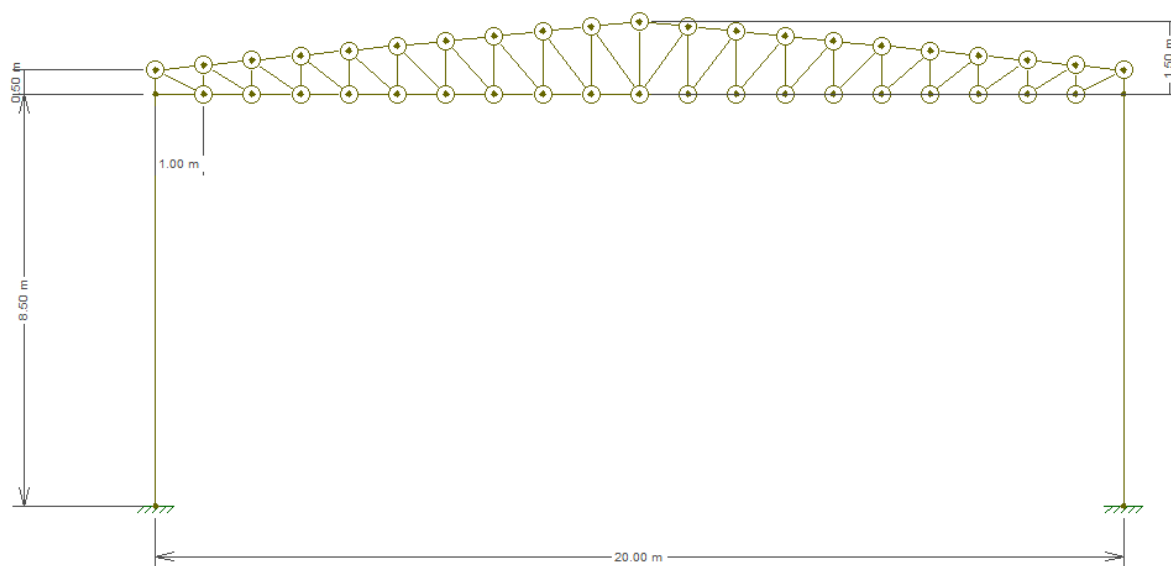


Figura 13 – Pórtico do modelo 1

Fonte: autor

5.1.2 Dimensões: Modelo 2

O segundo modelo para análise, é o projeto da quadra de esportes do centro de Artes e Esportes Unificados - CEU, modelo PEC 3000, situado à cidade de Rio Verde-GO, no bairro Céu Azul (figura 14).



Figura 14 – Quadra de esportes PEC 3000
Fonte: Site da prefeitura de Rio Verde-GO

As dimensões do galpão estão relacionadas conforme a tabela 4, esboço do pórtico representado pela Figura 15 e detalhamento tesoura figura 16.

Vão longitudinal de entre pórticos	6 m
Comprimento total	24 m
Pé direito	7,5 m
Altura máxima do pórtico	9,7 m
Altura do pendural	2,2 m

Tabela 4: Dimensões do modelo 2
Fonte: autor

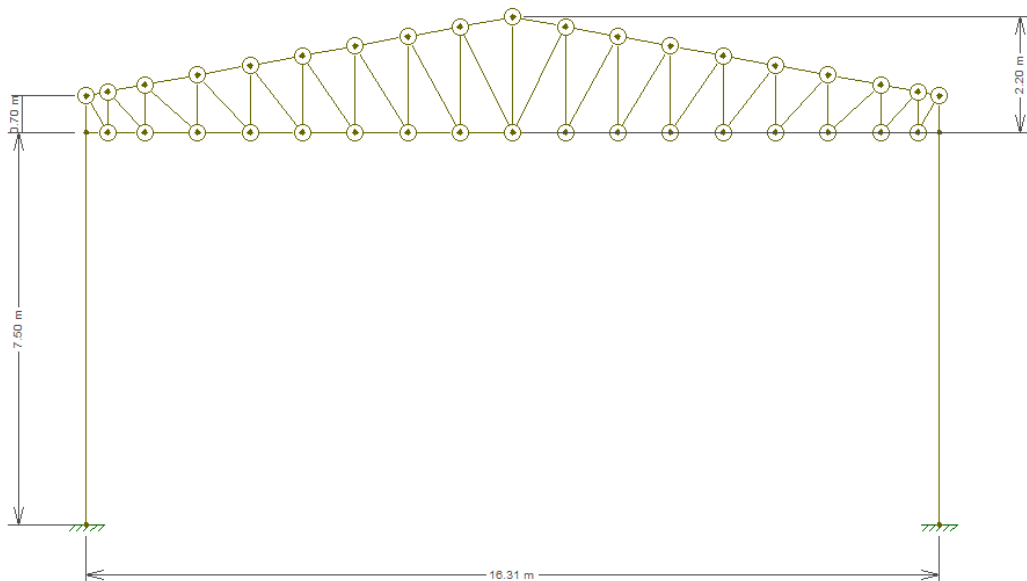


Figura 15 – Pórtico do modelo 2
Fonte: Autor

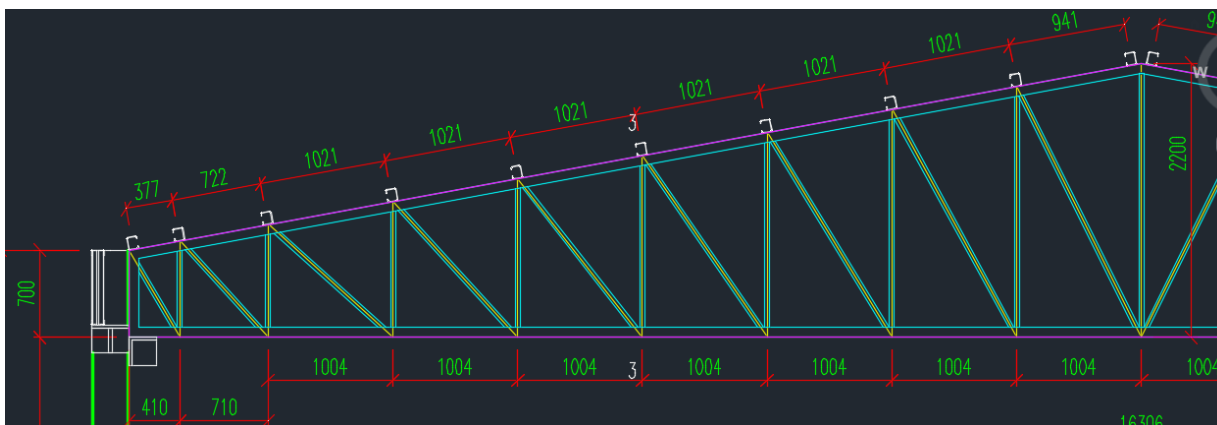


Figura 16 – tesoura do modelo 2

Fonte: Autor

5.1.3 Dimensões: Modelo 3

O terceiro modelo para análise, é um modelo teórico “Modelo TP-20” analisado na dissertação de NOGUEIRA (2009), intitulada como “Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio”. Nesse modelo, admite-se a inclinação de 10%, e adota-se uma relação de L/10 para a flecha da viga de cobertura.

As dimensões do galpão estão relacionadas conforme a tabela 5, esboço do pórtico representado pela Figura 17.

Vão longitudinal de entre pórticos	6 m
Comprimento total	60 m
Pé direito	6 m
Altura máxima do pórtico	8 m
Altura do pendural	2 m
Distância entre montantes	2 m

Tabela 5: Dimensões do modelo 3

Fonte: autor

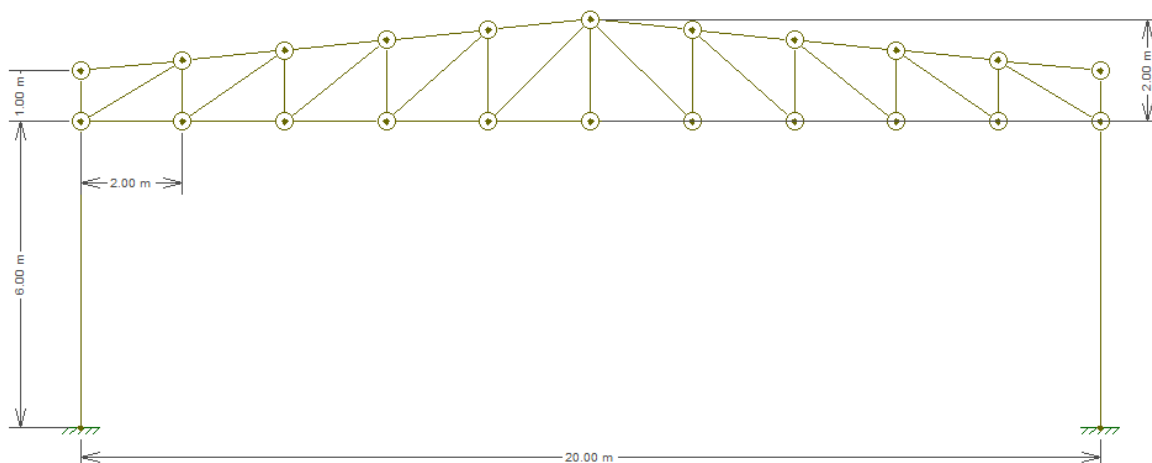


Figura 17 – Pórtico modelo 3
Fonte: Autor

5.2 Programas utilizados

Para a realização deste trabalho, foram utilizados dois programas computacionais para análise do modelo estrutural.

O primeiro foi o software VisualVentos, para os cálculos das forças resultantes da ação do vento, tendo como referências as normas brasileiras NBR 6123:2013 - forças devidas ao vento em edificações: procedimento, NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas: procedimento, e a NBR 6120:1980 - Cargas para cálculo de estrutura de edificações. Esse software é encontrado no site do Etools criado pela Universidade de Passo Fundo.

O segundo software utilizado foi o FTOOL, que é um programa para a análise estrutural de pórticos planos. Tem como objetivo principal a prototipagem simples e eficiente de estruturas. Neste trabalho, iremos utilizar para a análise dos deslocamentos nas estruturas. Para isso, definiu-se no software, o tipo e disposição dos perfis para cada elemento estrutural, tipo de apoio (engastado), o material utilizado e a vinculação das barras. O software FTOOL é encontrado no site ftool.com.br, o idealizador e responsável pelo programa é o professor Luiz Fernando Martha do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio.

5.3 Ações atuantes

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a estrutura. Neste trabalho, vamos levar em conta apenas o estado-limite de serviço.

5.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes são constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos próprios de instalações permanentes, que nesse trabalho, serão representadas pelo peso do sistema fotovoltaico.

5.3.1.1 Cargas permanentes: modelo 1

As cargas permanentes são o peso próprio da treliça e a somatória do peso das terças, telhas e contraventamentos.

5.3.1.1.1 Peso próprio

Para o levantamento da carga gerada pelo peso próprio do modelo 1, utilizou-se o manual “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”.

No Anexo C apresentam-se os perfis padronizados pela ABNT NBR 6355:2012. Dessa forma, através da Tabela C.1 e Tabela C.2, desse manual, encontrou-se o Peso linear (Kg/m) de cada perfil. Utilizando os dados mencionados e as dimensões dos perfis, criou-se a Tabela 6:

Elemento Estrutural	Tipo de perfil (mm)	Peso Linear (kg/m)
Banzos	U 150X50X4,75mm	8,74
Montantes e Diagonais	2 Cantoneiras de Abas Iguais 2x L 50X3,0mm	2*2,24= 4,48

Tabela 6: Peso Linear dos elementos estruturais – Modelo 1

Fonte: Autor

Com o peso linear, encontra-se o peso teórico do perfil (kg), pela fórmula:

$$\text{Peso teórico do perfil (kg)} = \text{Peso linear (Kg/m)} \times \text{comprimento (m)} \quad \text{eq. 4}$$

Onde, o comprimento será o somatório de todos os comprimentos dos elementos a analisar.

Os resultados estão relacionados na Tabela 7:

Elementos estruturais	Comprimento (m)	Peso linear (kg/m)	Peso teórico do perfil (kg)
Banzos	40,1	8,74	350,374
Diagonais/montantes	48,42	4,48	216,922
TOTAL TRELIÇA			567,396 kg ou 5,564kN

Tabela 7: Peso teórico do perfil – Modelo 1

Fonte: Autor

Sabe-se que o peso próprio é uma carga distribuída. Dessa forma, aplica-se sobre o banzo superior, para considerar a hipótese mais severa. Isso é suficiente para uma análise satisfatória:

$$PP \text{ da treliça} = \frac{\text{Peso teórico do perfil (kN)}}{\text{Comprimento do banzo (m)}} \quad \text{eq. 5}$$

$$PP \text{ da treliça} = \frac{5,5643 \text{ kN}}{20 \text{ m}} = \mathbf{0,28 \text{ kN/m}}$$

5.3.1.1.2 Carga permanente: elementos construtivos

Para o cálculo da carga permanente, se faz a somatória dos pesos:

$$CP = \text{Contraventamentos} + \text{Telha} + \text{Terças} \quad \text{eq. 6}$$

Onde,

1. Contraventamentos: adota-se 0,05 kN/m², conforme recomendação do manual do Instituto Aço Brasil do Centro Brasileiro da Construção em aço de 2010: “Galpões para usos gerais”.
2. Telha: Utilizou-se a telha tipo Isotelha Trapezoidal PIR, do catálogo de produtos da Kingspan ISOESTE, tipo aço/aço: 10,35 kg/m² (0,10 kN/m²):

Detalhes Técnicos

Nº de apoios	Espessura isolante (mm)	Peso próprio (kg/m ²)		U Coef. global de transm. calor (w/m ² .k)	Comprimento máximo (m)		Vão máximo entre apoios (mm)	
		Aço/Aço	Aço/Filme		Aço/Aço	Aço/Filme	Aço/Aço	Aço/Filme
▲▲	20	10,35	5,64	1,00	8	7	2300	1600
	30	10,74	6,03	0,66	12	7	2600	1800
	50	11,32	6,61	0,40	12	7	3000	1800
▲▲▲	20	10,35	5,64	1,00	8	7	2300	1600
	30	10,74	6,03	0,66	12	7	2600	1800
	50	11,32	6,61	0,40	12	7	3300	1800
	70	11,66	7,19	0,28	12	7	3700	1800

*A inclinação mínima recomendada é de 6% para cobertura com comprimentos da água de no máximo 20m. Demais sob consulta.
Carga admissível: 80kg/m² para 3 ou mais apoios / Cobertura: Flecha de L/180 / Fechamento: Flecha de L/120
1 Kcal/(h.m².°C) = 1,63W/m².K ou 1W/m².K = 0,86 Kcal/(h.m².°C)

Peso e vão considerando espessura do revestimento externo/interno #0,50 mm / #0,43 mm (Aço/Aço) e #0,50 mm / #0,04 mm (Aço/Filme).

Produzido em: ● Anápolis/GO ● Vitória Santo Antão/PE ● S. José dos Pinhais/PR ○ Várzea Grande/MT ● Cambuí/MG

Figura 18- Detalhes técnicos telhas – modelo 1
Fonte: Catálogo de produtos da Kingspan ISOESTE

Terças: Foi utilizado o perfil U125x50x2.65mm para as terças do galpão. Dessa forma, pelo Anexo C do manual “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”, encontra-se o peso linear de 4,50 kg/m.

Considerando que as terças estão bi apoiadas, calcula-se as reações de apoio, para as treliças das extremidades:

$$\frac{4,5 \frac{kg}{m} * 5m}{2} = 11,25 kg \quad \text{eq. 7}$$

Para efeitos de cálculos, utiliza-se a situação mais crítica, que são para as treliças de centro. Pois há duas terças apoiadas:

$$11,25 kg * 2 = 22,5 kg = 0,22065 kN$$

É necessário que todas as cargas sejam nodais. Dessa forma, é necessário calcular a área de influência, e multiplicar pela somatória das cargas dos contraventamentos e das telhas, conforme figura 19:

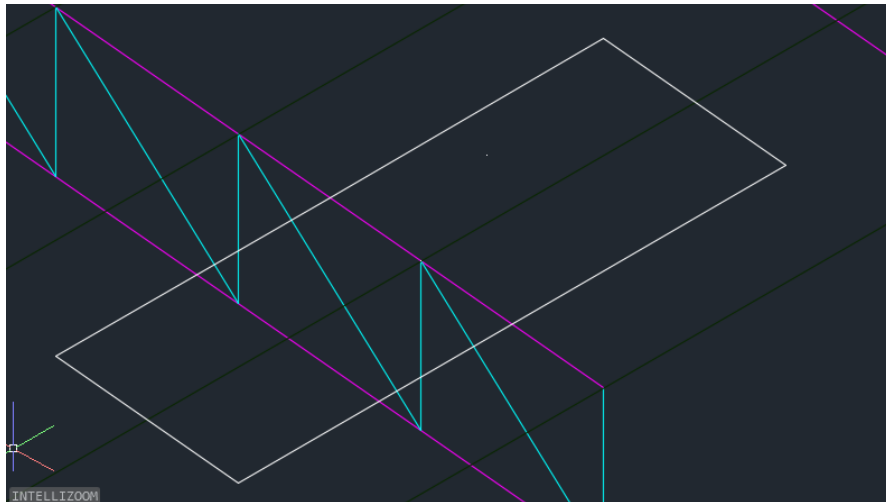


Figura 19 – Área de influencia
Fonte: Autor

A distância entre os montantes é de 1 m e a distância entre pórticos é de 5m. Dessa forma:

$$CV + Telhas = 0,05 + 0,10 = 0,15 kN/m^2$$

$$CP1 = 0,15 \frac{kN}{m^2} * 1 m * 5m = 0,75 kN$$

O total da carga permanente (contraventamentos, telhas e terças) então será:

$$CP1 = 0,75 kN + 0,22065 kN = \mathbf{0,97065 kN}$$

5.3.1.2 Cargas permanentes: modelo 2 e 3

5.3.1.2.1 Peso próprio

Como o modelo 2 possui perfis não normatizados, será necessário utilizar o peso específico do aço, para estipular o peso linear. Utiliza-se a fórmula:

$$\text{Peso linear} \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}} \right) = A \left(\text{m}^2 \right) * \gamma \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \quad \text{eq.8}$$

Onde,

A= área de seção transversal.

γ = Peso específico do aço = 7850 kg/m³ (ABNT NBR 6120:2019- Tabela 1)

O software FTOOL, fornece o valor da área da seção transversal (A), conforme exemplo da figura 20.

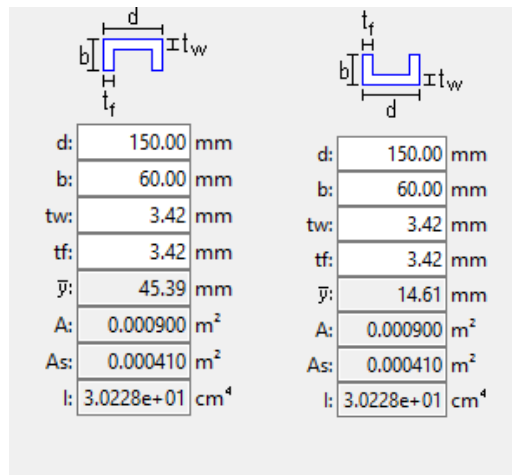


Figura 20 – Características geométrica dos perfis no FTOOL

Fonte: Autor

Após estipular o peso linear de cada elemento estrutural, utiliza-se a equação 4 para o cálculo do peso teórico do perfil. A tabela 8, relacionam os valores de todos os elementos da treliça:

MODELO 2				
Elemento Estrutural	Tipo de perfil	Peso linear (kg/m)	Comprimento (m)	Peso teórico do perfil (kg)
Banzo Superior	U150X60X3,42	7,065	16,57968	117,135
Banzo Inferior	U150X60X3,42	7,065	16,306	115,202
Montantes e diagonais	2 x L 40X3,80	4,71	54,34	255,941
TOTAL				488,27829 kg = 4,7884 kN

Tabela 8 – Peso teórico dos perfis: modelo 2

Fonte: Autor

Carga distribuída sobre o banzo superior, para considerar a hipótese mais severa. Isso é suficiente para uma análise satisfatória:

$$PP_{modelo2} = \frac{4,7884 \text{ kN}}{16,57968 \text{ m}} = 0,29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para o modelo 3, utilizou-se o manual “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”.

No Anexo C apresentam-se os perfis padronizados pela ABNT NBR 6355:2012. Dessa forma, através da Tabela C.1 e Tabela C.2, desse manual, encontrou-se o Peso linear (Kg/m) de cada perfil. Os perfis escolhidos serão os mesmos do modelo 1, para fins de comparação de alteração da geometria para o mesmo tamanho de vão livre. Utilizando os dados mencionados e as dimensões dos perfis, criou-se a Tabela 9:

Elemento Estrutural	Tipo de perfil (mm)	Peso Linear (kg/m)
Banzos	U 150X50X4,75mm	8,74
Montantes e Diagonais	2 Cantoneiras de Abas Iguais 2x L 50X3,0mm	2*2,24= 4,48

Tabela 9: Peso Linear dos elementos estruturais – Modelo 3
Fonte: Autor

Com o peso linear, encontra-se o peso teórico do perfil (kg), pela fórmula:

$$\text{Peso teórico do perfil (kg)} = \text{Peso linear (Kg/m)} \times \text{comprimento (m)} \quad \text{eq. 4}$$

Onde, o comprimento será o somatório de todos os comprimentos dos elementos a analisar.

Os resultados estão relacionados na Tabela 10:

Elementos estruturais	Comprimento (m)	Peso linear (kg/m)	Peso teórico do perfil (kg)
Banzos	40,1	8,74	350,374
Diagonais/montantes	41,7	4,48	186,816
TOTAL TRELIÇA			537,19 kg ou 5,268kN

Tabela 10: Peso teórico do perfil – Modelo 1
Fonte: Autor

Sabe-se que o peso próprio é uma carga distribuída. Dessa forma, aplica-se sobre o banzo superior, para considerar a hipótese mais severa. Isso é suficiente para uma análise satisfatória:

$$PP \text{ da treliça} = \frac{\text{Peso teórico do perfil (kN)}}{\text{Comprimento do banzo (m)}} \quad \text{eq. 5}$$

$$PP \text{ da treliça} = \frac{5,268 \text{ kN}}{20 \text{ m}} = 0,26 \text{ kN/m}$$

5.3.1.2.2 Carga permanente: elementos construtivos

Para o cálculo da carga permanente do modelo 2 e 3, tem-se:

- Modelo 2: Para o peso do contraventamento e das telhas, adota-se o total de 0,15 kN/m², conforme recomendação do manual do Instituto Aço Brasil do Centro Brasileiro da Construção em aço de 2010: “Galpões para usos gerais”, visto que o projeto não há especificação do tipo de telha utilizada.

3. Modelo 3: Para os contraventamentos adota-se 0,05 kN/m², conforme recomendação do manual do Instituto Aço Brasil do Centro Brasileiro da Construção em aço de 2010: “Galpões para usos gerais”. Será utilizado o mesmo tipo de telha do modelo 1, de 0,10 kN/m² e o mesmo tipo de terças do modelo 1, com a carga de 0,22065 kN.

Para o cálculo do peso das terças, se faz o mesmo procedimento mostrado no modelo 1. O peso linear do modelo 2 foi obtido diretamente do memorial de cálculo do projeto.

MODELO	Tipo de perfil (mm)	Peso linear (kg/m)	Vão longitudinal (m)	Carga (kN)
Modelo 2	Ue100X80X25X2,20	5,28	6	0,310675

Tabela 11 – Carga das terças – modelo 2

Fonte: Autor

Segue-se o mesmo procedimento do modelo 1 para transformar a carga em nodal.

No modelo 3 a distância entre montantes é de 2m. Após os cálculos, os valores das cargas permanentes dos modelos são:

Modelo	Carga Permanente (kN)
Modelo 2	1,23
Modelo 3	2,02

Tabela 12- Carga permanente: modelo 2 e 3

Fonte: Autor

5.3.2 Carga permanente: sistema fotovoltaico

De acordo com a tabela 2, iremos utilizar a situação mais crítica, que é do sistema com tecnologia a-Si, com a configuração de vidro fixado em estrutura de alumínio. A carga sobre a cobertura será de 25 Kgf/m² (0.245kN/m²). Entretanto, é necessário que a carga seja aplicada nos nós da treliça, de acordo com a figura 9. Para isso, multiplica-se pela área de influência de cada modelo. A tabela 13, relaciona os valores encontrados:

Modelo	Distância entre terças (m)	Vão Longitudinal (m)	Área de influência (m²)	Carga nodal (kN)
Modelo 1	1	5	5	1,225
Modelo 2	1,021	6	6,126	1,501
Modelo 3	2	6	12	2,94

Tabela 13- Carga do sistema fotovoltaico

Fonte: Autor

5.3.3 Sobrecargas em coberturas

De acordo com o item B.5.2, do anexo B da NBR 8800 (ABNT, 2008), é prescrito uma sobrecarga mínima de 0,25 kN/m² que age em projeção horizontal.

Esta carga é prevista para compensar os pesos decorrentes de instalações elétricas, hidráulicas, de isolamentos termo acústicos e pequenas peças eventualmente fixadas na cobertura.

Entretanto, é necessário que a carga seja aplicada nos nós da treliça. Para isso, multiplica-se pela área de influência de cada modelo. A tabela 14, relaciona os valores encontrados:

Modelo	Distância entre terças (m)	Vão Longitudinal (m)	Área de influência (m²)	Carga nodal (kN)
Modelo 1	1	5	5	1,25
Modelo 2	1,021	6	6,126	1,532
Modelo 3	2	6	12	3

Tabela 14- Carga do sistema fotovoltaico (carga nodal)

Fonte: Autor

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

6.1 Deslocamentos

A importância do cálculo dos deslocamentos da estrutura está em garantir a qualidade de vida e o bem-estar do proprietário da obra, gerando desconforto em casos onde a deformação é muito grande. Ainda que o conforto visual seja importante, é necessário estar em acordo com as prescrições da norma para evitar colapsos na estrutura.

Neste trabalho, a verificação dos deslocamentos verticais máximos, foi feita com base no critério indicado no Anexo C da NBR8800:2008 (ABNT, 2008). Para vigas de cobertura, recomenda-se considerar o máximo deslocamento de $\delta = L/250$, sendo L o vão teórico entre apoios. A tabela 15, ilustra os valores limites estabelecidos, no presente trabalho, para os diferentes modelos analisados:

Modelo	Vão livre (L)	δ vertical máximo
Modelo 1	20 m	8 cm
Modelo 2	16,31 m	6,524 cm
Modelo 3	20 m	8 cm

Tabela 15 – Deslocamentos máximos
Fonte: autor

Será feito a análise de deslocamentos para cada esforço solicitante, e posteriormente, será feito a combinação das ações no Estado de Limite de Serviço (ELS), para a análise do deslocamento causado pela carga do sistema fotovoltaico nos modelos. O software utilizado para as análises de deslocamentos foi o FTOOL.

6.1.1 Deslocamentos devidos ao peso próprio

Na figura 21, é mostrado o lançamento da carga do peso próprio no software, onde aplicou-se uma carga distribuída sobre o banzo superior, para considerar a hipótese mais severa. A carga deve ser aplicada no eixo local da barra, para que a carga fique perpendicular a barra. Foi feito este procedimento em todos os modelos.

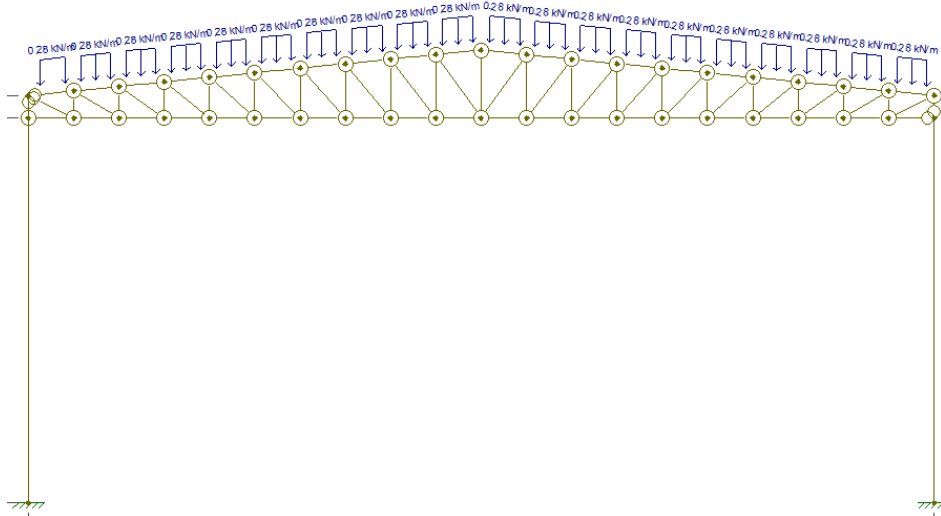


Figura 21 – Carga devido peso próprio
Fonte: FTOOL

Após isso, o programa calcula o deslocamento gerado pela carga. É necessário analisar a situação mais crítica: para deslocamentos verticais, será no meio do vão. (Figura 22)

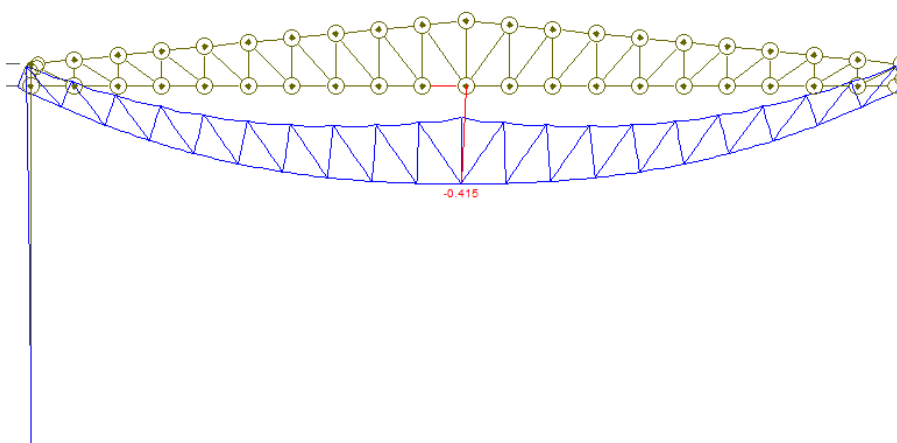


Figura 22 – Deslocamento PP
Fonte: FTOOL

A tabela 16, ilustra os resultados obtidos de deslocamentos devido ao peso próprio da estrutura dos modelos:

Modelos	Carga PP (kN/m²)	δ vertical (cm)
Modelo 1	0,28	0,415
Modelo 2	0,29	0,126
Modelo 3	0,26	0,203

Tabela 16- Deslocamentos provocados pelo PP
Fonte: Autor

6.1.2 Deslocamentos devido à carga permanente: elementos construtivos

Na figura 23, é mostrado o lançamento da carga permanente no software, aplicando carregamentos pontuais nos nós:

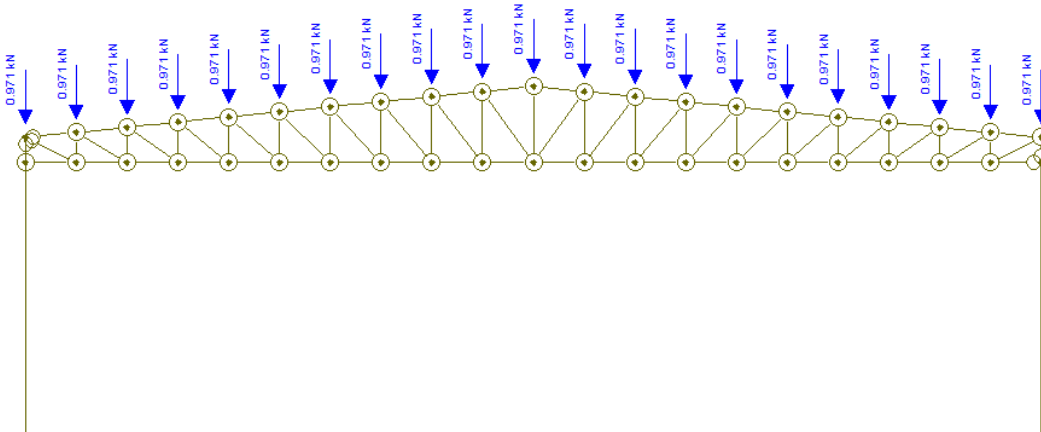


Figura 23 – Carga permanente: elementos construtivos
Fonte: FTOOL

A tabela 17, ilustra os resultados obtidos de deslocamentos devido à carga permanente dos elementos construtivos da estrutura dos modelos:

Modelos	Carga CP1 (kN)	δ vertical (cm)
Modelo 1	0,971	1,432
Modelo 2	1,230	0,539
Modelo 3	2,02	0,779

Tabela 17- Deslocamentos provocados pela CP1
Fonte: Autor

6.1.3 Deslocamentos devido à carga permanente: sistema fotovoltaico

Com o mesmo procedimento, aplica-se uma carga pontual nos nós. A tabela 18, ilustra os resultados obtidos de deslocamentos devido a carga permanente do sistema fotovoltaico, da estrutura dos modelos:

Modelos	Carga CP2 (kN)	δ vertical (cm)
Modelo 1	1,225	1,807
Modelo 2	1,501	0,658
Modelo 3	2,94	1,134

Tabela 18- Deslocamentos provocados pela CP2
Fonte: Autor

6.1.4 Deslocamentos devido à sobrecarga

A tabela 19, ilustra os resultados obtidos de deslocamentos devido à sobrecarga, da estrutura dos modelos:

Modelos	Carga SC (Kn)	δ vertical (cm)
Modelo 1	1,25	1,844
Modelo 2	1,5315	0,659
Modelo 3	3	1,157

Tabela 19- Deslocamentos provocados pela SC

Fonte: Autor

6.2 Combinação de ações quase permanentes de serviço (ELS)

A verificação dos estados limites de serviço (ELS) tem como parâmetro verificar as deformações excessivas de uma edificação, ou seja, é o parâmetro relacionado a deslocamentos e fissurações excessivos, garantindo a sensação de conforto e segurança para a edificação.

Para este propósito, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{Qk}$:

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \quad \text{eq.9}$$

Onde,

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

$F_{Qj,k}$: Representa o valor característico da ação variável;

ψ_2 : fator de redução para as ações. São obtidos pela Tabela 2 da norma ABNT NBR 8800:2008. Para a ação do vento, o $\psi_2=0$. Para a sobrecarga, utiliza-se $\psi_2=0,6$.

Conforme observado, as cargas devido ao vento foram desconsideradas, visto que $\psi_2=0$.

Para todos os modelos, foi usado a seguinte combinação, conforme tabela 20:

$$(PP + CP1) + 0,6 \cdot SC$$

SITUAÇÃO 1 – SEM O SISTEMA FOTOVOLTAICO				
Modelo	PP	CP1	SC	Total
Modelo 1	0,28*20= 5,6 kN	0,971 kN	1,25 kN	7,321 kN
Modelo 2	0,29*16,57968= 4,7884 kN	1,230 kN	1,5315 kN	6,9373 kN
Modelo 3	0,26*20=5,2 kN	2,02 kN	3 kN	9,02 kN

Tabela 20 – Situação 1: combinação de cargas

Fonte: autor

Foi feita a mesma combinação, agora com o peso do sistema fotovoltaico, que será uma carga permanente, tabela 21:

SITUAÇÃO 2 – COM O SISTEMA FOTOVOLTAICO					
Modelo	PP	CP1	CP2	SC	Total
Modelo 1	5,6 kN	0,971 kN	1,225 kN	1,25 kN	8,546 kN
Modelo 2	4,7884 kN	1,230 kN	1,501 kN	1,5315 kN	8,4383 kN
Modelo 3	5,2 kN	1,230 kN	2,94 kN	1,5315 kN	10,2889 kN

Tabela 21 – Situação 2: combinação de cargas
Fonte: autor

6.3 Deslocamentos com as cargas combinadas

MODELO 1:

Foi analisado as duas situações de combinações de cargas. Dessa forma, a tabela 22, ilustra os resultados obtidos para o modelo 1:

Situação	δ vertical	δ vertical admissível
Situação 1	10,798 cm	8 cm
Situação 2	12,606 cm	8 cm

Tabela 22 – Deslocamentos combinados – modelo 1
Fonte: autor

Como observado, os deslocamentos verticais em ambas as situações, ultrapassaram o valor máximo admissível, conforme a norma NBR 8800:2008 estabelece. Além disso, com acréscimo do sistema fotovoltaico, houve um aumento de 16,74% no deslocamento.

MODELO 2:

Foi analisado as duas situações de combinações de cargas. Dessa forma, a tabela 23, ilustra os resultados obtidos para o modelo 2:

Situação	δ vertical	δ vertical admissível
Situação 1	3,042 cm	6,524 cm
Situação 2	3,701 cm	6,524 cm

Tabela 23 – Deslocamentos combinados – modelo 2
Fonte: autor

Para ambas as situações, os deslocamentos encontrados são menores que os admissíveis. Apesar do aumento de 21,66% no deslocamento após acréscimo das cargas dos painéis solares, a estrutura atende a recomendação da norma.

MODELO 3:

Foi analisado as duas situações de combinações de cargas. Dessa forma, a tabela 24, ilustra os resultados obtidos para o modelo 3:

Situação	δ vertical	δ vertical admissível
Situação 1	3,515 cm	8 cm
Situação 2	4,009 cm	8 cm

Tabela 24 – Deslocamentos combinados – modelo 3

Fonte: autor

Para ambas as situações, os deslocamentos encontrados são menores que os admissíveis. Apesar do aumento de 14,05% no deslocamento após acréscimo das cargas dos painéis solares, a estrutura atende a recomendação da norma.

7 CONCLUSÃO

Foi feita a análise de três modelos de galpões metálicos, todos em treliças trapezoidais. O modelo 2 é de uma estrutura já executada e modelo 1 e 3 são estruturas teóricas. Após a definição das dimensões, foi possível fazer o levantamento de todas as cargas que atuam na estrutura e verificado o deslocamento para cada uma delas, separadamente. Nessa análise, pode-se observar que a carga proveniente dos painéis solares obteve os maiores deslocamentos. Visto que, a sobrecarga no ELS, é considerada apenas 60% de seu valor.

Ao fazer as combinações das cargas no ELS, o modelo 1 em ambas as situações (com e sem os painéis fotovoltaicos), obteve deslocamentos acima do recomendado pela norma. Isso pode ser explicado devido à geometria da treliça e os perfis utilizados. Sabe-se que os deslocamentos dependem da área e do módulo de elasticidade, dessa forma, nesse caso os perfis utilizados estão pesados para essa estrutura, uma forma de diminuir o deslocamento, seria colocando perfis mais leves, ou seja, perfis com menores áreas.

O modelo 2, para ambas as situações obteve deslocamentos menores que os valores máximos definidos pela norma. Dessa forma, o projeto foi feito corretamente, com os perfis e geometria adequada.

E por último, o modelo 3 obteve deslocamentos menores que os valores máximos definidos pela norma. O que comprova que o deslocamento depende muito da geometria da treliça. Pois para um mesmo vão livre, perfis e tipo de treliça, os deslocamentos obtidos foram diminuídos comparados ao modelo 1. No modelo 3, NOGUEIRA (2009) adotou uma relação de $L/10$ para a flecha da viga de cobertura com telha de inclinação de 10%, diferenciando a geometria da treliça do modelo 1, com maiores distâncias entre montantes e aumento no comprimento do pendural.

Além disso, outros fatores que são condicionantes para o cálculo é a distância entre os pórticos, a altura dos pilares, o espaçamento entre as terças, a escolha de determinado perfil e as cargas atuantes.

Ao colocar o peso do sistema fotovoltaico, em todos os modelos houve um acréscimo de 14 a 21% no deslocamento, o que é um aumento considerável. Pois em estruturas que foram projetadas no limite do máximo estabelecido pela norma, um acréscimo dessa dimensão ocasionaria patologias na estrutura.

Ficam como sugestões de trabalhos futuros:

1. Analisar o acréscimo do peso dos painéis fotovoltaicos fazendo comparação com outras tipologias, como as treliças em arco e treliças de banzos paralelos;

2. Analisar estruturas em situações de tempestades e terremotos;
3. Estudo comparativo de acréscimo em galpões metálicos, variando o vão, apoios e flecha.
4. Estudo utilizando combinações de ações com o vento sendo a ação principal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT **NBR 6120:2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS ABNT **NBR 6123:2013 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 2013.

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

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

BELLEI, Ildony H. **Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo**. 6º.ed. PINI, São Paulo, 2010.

BRITO, Miguel C.; SILVA, José A. **Energia fotovoltaica: conversão de energia solar em electricidade**, Lisboa, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, 2006, disponível em <<http://solar.fc.ul.pt/i1.pdf>>. Acesso em: 15 de maio de 2020.

D'ALAMBERT, Flávio. **COLETÂNEA DO USO DO AÇO: galpões em pórticos com perfis estruturais laminados**. 3. ed. Sp: Gerdau, 2005. 3 v. Disponível em: <http://plenitudeeng.com.br/site/wp-content/uploads/2017/08/GALP%C3%95ES-EM-PORTICOS-METALICOS.pdf>

DEUTSCHE GESELLSCHAFT FUR SONNENENERGIE (DGS). **Planning and Installing Photovoltaic Systems: A guide for installers, architects and engineers**. 2. ed. Gateshead, 2008. . In: D. G.-T. Society, 402 p.

DIAS, Luis Andrade de Mattos. **Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem**. 4. ed. São Paulo: Zigate Editora, 2002. 191 p.

EPE [Empresa de Pesquisa Energética] **Balanco Energético Nacional (BEN) 2019: Ano base 2018**. Disponível em <<https://ben.epe.gov.br>>. Acesso em: 15 de maio de 2020.

IBRAP. **Manual de Instalação de Estruturas para Painéis Fotovoltaicos**. Ibrap, 2020. 48 p. Disponível em http://ibrap.com.br/wp-content/uploads/2018/09/Estrutura_Fixacao_Fotovoltaica.pdf

IEA. **Renewables 2019: market analysis and forecast from 2019 to 2024**. Fuel report. Outubro 2019. Disponível em <<https://www.iea.org/reports/renewables-2019>>. Acesso em: 15 de maio de 2020.

INSTITUTO AÇO BRASIL (ed.). **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 4. ed. Rio de Janeiro: IABR/CBCA, 2011. 108 p.

INSTITUTO AÇO BRASIL (Rio de Janeiro). **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: CBCA, 2014. 192 p.

MARINGONI, Heloisa Martins. **Coletânea do uso do aço:** princípios de arquitetura em aço. 2. ed. Gerdau Açominas, 2004.

NOGUEIRA, Gilcimar Saraiva. **Avaliação de soluções estruturais para galpões compostos por perfis de aço formados a frio.** 2009. 179 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009. Disponível em: https://www.propec.ufop.br/uploads/propec_2016/teses/arquivos/tese159.pdf.

PARIDA, B.; INIYAN, S.; GOIC, R. A review of solar photovoltaic technologies. **Renewable and Sustainable Energy Reviews**, v. 15, n. 3, 2011. ISSN 1364-0321. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S1364032110004016>>

PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de Aço:** dimensionamento prático. 8. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2009. 382 p.

ROBERTO, Flávio. **ESTRUTURAS METÁLICAS:** Projeto de um galpão treliçado. MÓDULO I – Projeto de um galpão treliçado.

RÜTHER, Ricardo. **Edifícios solares fotovoltaicos:** o potencial da geração solar fotovoltaica integrada a edificações urbanas e interligada à rede elétrica pública no Brasil. Florianópolis: Labsolar, 2004. 118 p. Disponível em: <<https://fotovoltaica.ufsc.br/sistemas/livros/livro-edificios-solares-fotovoltaicos.pdf>>

SOUSA, Guilherme Wiering de Resende. **Estudo de instalação de sistema fotovoltaico em edificação de pequeno porte.** 2018. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.