



ANA CAROLINA GONÇALVES SILVA
BIANCA BRAGA DE ANDRADE

**ESTUDO COMPARATIVO DE UMA EDIFICAÇÃO EM
ESTRUTURA METÁLICA E EM ESTRUTURA DE MADEIRA**

LAVRAS – MG

2023

**ANA CAROLINA GONÇALVES SILVA
BIANCA BRAGA DE ANDRADE**

**ESTUDO COMPARATIVO DE UMA EDIFICAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA
E EM ESTRUTURA DE MADEIRA**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo
Orientador

**LAVRAS – MG
2023**

**ANA CAROLINA GONÇALVES SILVA
BIANCA BRAGA DE ANDRADE**

**ESTUDO COMPARATIVO DE UMA EDIFICAÇÃO EM ESTRUTURA METÁLICA
E EM ESTRUTURA DE MADEIRA**

**COMPARATIVE STUDY OF A METALLIC AND WOODEN STRUCTURE
BUILDING**

Monografia apresentada à Universidade Federal de Lavras, como parte das exigências do Curso de Engenharia Civil, para obtenção do título de Bacharel.

APROVADO em 06 de março de 2023.

Dr. André Luiz Zangiácomo UFLA
Dr. Maykmiller Carvalho Rodrigues UFLA
Dr. Paulo Roberto Borges UFLA



Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo
Engenharia de Estrutura
DEG / UFLA

Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo
Orientador

**LAVRAS – MG
2023**

RESUMO

Este trabalho visa comparar dois sistemas construtivos distintos de um galpão: estrutura metálica e estrutura de madeira. Partindo de um projeto existente em estrutura metálica, e mantendo a arquitetura e posicionamento dos elementos estruturais de forma a preservar o traçado construtivo, dimensionou-se os elementos de madeira e analisou-se as diferenças dos modelos estruturais em termos de resistência, peso e cargas que atingem a fundação. Para o dimensionamento, foram adotados perfis de vigas, pilares e componentes das treliças de madeira e, posteriormente, verificados quanto aos esforços de compressão, tração e esbeltez de acordo com critérios normativos e com o auxílio do *software* Ftool. Em seguida realizou-se algumas análises comparativas. Quanto ao peso total, a estrutura metálica apresentou-se mais leve, correspondendo a 94,40% do galpão de madeira. Em relação às cargas que chegam na base dos pilares, observou-se que a estrutura de madeira transmite ao solo cargas maiores que o outro sistema estrutural em estudo. A média calculada mostra que as cargas da estrutura metálica que chegam até o topo da fundação correspondem a 93,77% da intensidade das cargas dos pilares de madeira. Quanto à relação solicitação/resistência, observou-se um maior aproveitamento da resistência quanto às vigas VT2 e VT3, enquanto que, para os demais elementos estruturais, poderiam ser utilizados perfis com valores mais próximos às solicitações.

Palavras-chave: Galpão de madeira; Galpão em estrutura metálica; Análise comparativa.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Edifício em estrutura metálica.....	10
Figura 2 - Estrutura metálica de um galpão.....	11
Figura 3 - Evolução da produção de estruturas de aço (mil t/ano)	11
Figura 4 - Galpão agrícola no município de Ilhéus.....	13
Figura 5 - Cocheira em Bragança Paulista.....	13
Figura 6 - Esboço do galpão com as dimensões propostas.....	15
Figura 7 - Treliça Pratt utilizada no projeto do galpão metálico.....	15
Figura 8 - Treliça Howe utilizada no projeto do galpão de madeira.....	16
Figura 9 - Planta de fôrmas do pavimento térreo.....	17
Figura 10 - Planta de formas pavimento superior.....	17
Figura 11 - Cobertura do galpão.....	18
Figura 12 - Área de influência de um nó da treliça de madeira.....	23
Figura 13 - Esforços resultantes devido à ação do vento.....	28
Figura 14 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça de madeira.....	33
Figura 15 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça de madeira.....	33
Figura 16 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça de madeira.....	35
Figura 17 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça de madeira.....	36
Figura 18 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) para a VT3 de madeira.....	39
Figura 19 - Diagrama de esforços cortantes para a VT3 de madeira.....	39
Figura 20 - Diagrama de momentos fletores para a VT3 de madeira.....	40
Figura 21 - Área de influência de um nó da treliça metálica.....	51
Figura 22 - Carregamento no nó mais solicitado da treliça.....	54
Figura 23 - Áreas de influência das lajes.....	57
Figura 24 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça metálica.....	65
Figura 25 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça metálica.....	65
Figura 26 - Imagem ampliada do DEN da treliça metálica.....	65
Figura 27 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) para a VT1 metálica.....	69
Figura 28 - Diagrama de esforços cortantes para a VT1 metálica.....	70
Figura 29 - Diagrama de momentos fletores para a VT1 metálica.....	70
Figura 30 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) para a VT2 metálica.....	70
Figura 31 - Diagrama de esforços cortantes para a VT2 metálica.....	71

Figura 32 - Diagrama de momentos fletores para a VT2 metálica.....	71
Figura 33 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT3 de metálica.....	72
Figura 34 - Diagrama de esforços cortantes para a VT3 de metálica.....	72
Figura 35 - Diagrama de momentos fletores para a VT3 de metálica.....	73
Figura 36 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT1 de madeira.....	77
Figura 37 - Diagrama de esforços cortantes para a VT1 de madeira.....	77
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores para a VT1 da madeira.....	78
Figura 39 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT2 de madeira.....	78
Figura 40 - Diagrama de esforços cortantes para a VT2 de madeira.....	79
Figura 41 - Diagrama de momentos fletores para a VT2 de madeira.....	79
Figura 42 - Planta de cargas dos pilares de madeira.....	80
Figura 43 - Planta de cargas dos pilares metálicos.....	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Características do galpão.....	14
Tabela 2 - Cargas permanentes do galpão determinadas pelos fabricantes.....	18
Tabela 3 - Perfis dos elementos utilizados no galpão de estrutura metálica.....	20
Tabela 4 - Propriedades características da madeira D60.....	21
Tabela 5 - Carregamento total atuante na base dos pilares do galpão metálico.....	29
Tabela 6 - Combinações da treliça de madeira acrescidas de 5%.....	32
Tabela 7 - Combinações das vigas de madeira acrescidas de 5%.....	38
Tabela 8 - Tabela resumo dos valores dos esforços nas vigas.....	40
Tabela 9 - Valores obtidos para o pilar mais solicitado do pavimento inferior.....	43
Tabela 10 - Carregamento total nos pilares do galpão de estrutura de madeira.....	44
Tabela 11 - Peso total da estrutura de madeira.....	45
Tabela 12 - Peso total da estrutura metálica.....	45
Tabela 13 - Comparação das cargas que atuam na base dos pilares.....	46
Tabela 14 - Solicitação e resistência dos elementos metálicos e de madeira.....	47
Tabela 15 - Relação solicitação/resistência para a estrutura metálica e de madeira.....	47
Tabela 16 - Combinações das vigas metálicas acrescidas de 5%.....	69
Tabela 17 - Tabela resumo dos valores dos esforços nas vigas.....	73
Tabela 18 - Carregamento total que chega na base dos pilares do galpão metálico.....	76

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	8
1.1 Objetivo.....	8
1.2 Justificativa.....	9
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	10
2.1 Estrutura metálica.....	10
2.2 Estrutura de madeira.....	12
3 MATERIAL E MÉTODOS.....	14
3.1 Descrição do projeto.....	14
3.2 Carregamentos permanentes.....	18
3.3 Carregamentos variáveis ou de utilização.....	19
3.3.1 Cálculo da ação do vento.....	19
3.3.2 Cálculo das ações de utilização.....	19
3.4 Ligações das peças metálicas e de madeira.....	19
3.5 Metodologia para os cálculos do projeto do galpão em estrutura metálica.....	20
3.5.1 Perfis utilizados e propriedades do aço.....	20
3.6 Metodologia para os cálculos do projeto do galpão em estrutura de madeira....	20
3.6.1 Propriedades características e calculadas da madeira D60.....	20
3.6.2 Carregamento no nó central da treliça de madeira (juntamente com as terças e telhas)	22
3.6.3 Carregamento nas vigas de madeira D60.....	25
3.6.4 Carregamento nos pilares de madeira.....	26
3.7 Planta de cargas dos pilares de madeira.....	27
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	28
4.1 Carregamentos atuantes nas estruturas.....	28
4.1.1 Ação do vento nos galpões de estruturas metálicas e de madeira.....	28
4.1.2 Projeto do galpão em estrutura metálica.....	29
4.1.3 Projeto do galpão em estrutura de madeira.....	29
4.1.3.1 Cálculo do carregamento no nó central da treliça de madeira (juntamente com as terças e telhas)	31
4.1.3.2 Cálculo do carregamento nas vigas de madeira.....	37
4.1.3.2.1 Cálculo das combinações de esforços das vigas de madeira.....	37
4.1.3.3 Cálculo para o carregamento nos pilares de madeira.....	41

4.1.3.4 Planta de cargas dos pilares.....	44
4.2 Comparação entre os sistemas construtivos em estudo.....	45
5 CONCLUSÃO.....	49
REFERÊNCIAS.....	50
APÊNDICE A – PROJETO DO GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA.....	52
APÊNDICE B – DIAGRAMAS DAS VIGAS DE MADEIRA.....	77
APÊNDICE C – PLANTAS DE CARGAS DOS PILARES.....	80

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, os materiais mais utilizados como elementos estruturais são o concreto e o metal. Esse último, foi instituído efetivamente como material de construção estrutural no século XVIII, com a criação de uma ponte sobre o Rio Severn, na Inglaterra (MAIOR, 2016). Em meados do século seguinte, período de fortes mudanças socioeconômicas, o aço começou a ser bastante utilizado no setor de construção civil no Brasil (INABA, 2017). Outro material que tem ganhado força para uso estrutural nos últimos anos é a madeira, que em virtude de pesquisas realizadas, apresenta grandes vantagens em relação a outros materiais (JUNIOR e BRITO, 2010).

A madeira, além de ser um material sustentável, por ser renovável, possui uma boa relação resistência-peso, por ter baixa massa volumétrica e resistência mecânica alta; é um isolante térmico e acústico natural; possui boa durabilidade, quando tratada de maneira correta; além de ter maior resistência ao choque e à deformidade pelo fogo (Calil Junior et al., 2003). Com essas vantagens ela pode ser aplicada como elemento estrutural, tais como pilares, vigas e treliças.

O aço, por sua vez, se disseminou no setor de construção civil em consequência do surgimento do concreto armado, sendo o seu papel principal nessa combinação, resistir à tração. Além de resistir consideravelmente a esse esforço, o aço possui como vantagens a rapidez na montagem; leveza estrutural, quando comparado ao concreto, por exemplo; baixo custo; e realização de obras limpas (HULEK et al., 2020). Com isso, ele pode ser aplicado desde casas e galpões até grandes projetos de construção industrial.

Ambos os materiais citados neste estudo, possuem boas vantagens, quando aplicados como elemento estrutural na construção. Dessa forma, a presente pesquisa faz a comparação em relação a algumas propriedades entre um sistema construtivo de estrutura metálicas e outro de estrutura de madeira.

1.1 Objetivo

O presente trabalho visa comparar dois sistemas construtivos distintos para um galpão: estrutura metálica e estrutura de madeira. A partir de um projeto em estrutura metálica já existente, e conservando a arquitetura e a posição dos elementos estruturais para que a disposição construtiva seja mantida, tem-se como objetivo dimensionar os elementos em madeira e analisar as diferenças dos modelos estruturais quanto à resistência e às cargas que chegam na fundação.

1.2 Justificativa

No Brasil, o método construtivo em concreto armado ainda é muito utilizado, embora não assegure vantagens relacionadas a tempo de execução e sustentabilidade em comparação com outras metodologias. Desse modo, com o setor da construção civil crescendo constantemente devido a vários fatores, torna-se cada vez mais frequente a busca por sistemas estruturais alternativos e eficientes.

O sistema construtivo em estrutura metálica possibilita a fabricação de peças com grande precisão milimétrica, maiores vãos livres, construção seca e limpa e prazo menor de execução (FONSECA, 2005). No entanto, no que diz respeito à sustentabilidade, compostos químicos prejudiciais ao meio ambiente são emitidos na fabricação das peças metálicas, assim como na construção em concreto.

Em contrapartida, a construção em madeira possui grande vantagem ambiental, visto que é um material renovável e que possui um balanço positivo em relação a emissões de dióxido de carbono (CO_2), ao absorver carbono da atmosfera e armazená-lo em maior quantidade do que é liberado durante sua produção (LIMA, 2019). Ainda que esteja sujeita à degradação biológica, esse aspecto pode ser facilmente resolvido com a utilização de produtos específicos para o tratamento do material, possibilitando a conservação do sistema estrutural por um longo período de tempo (PFEIL, 2015).

Portanto, visando englobar duas alternativas de construção fora do método habitual de concreto, faz-se a comparação entre um galpão em estrutura metálica, a qual se encontra em ascendência no Brasil, e em estrutura de madeira, considerando que o país tem alto potencial florestal e que a madeira possui notável vantagem no âmbito da sustentabilidade, sendo altamente atrativa ao mercado, uma vez que atualmente muitas empresas possuem o meio ambiente como prioridade.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Uma estrutura pode ser definida como a conexão entre partes para formar um sistema com o objetivo de desempenhar uma função, como a de transferir cargas de um local para outro (SEWARD, 2003). No âmbito da Engenharia Civil, os sistemas estruturais podem ser compostos por elementos com diferentes funções, as quais são determinadas pelas características geométricas e tipos de solicitações predominantes. O cálculo estrutural surge para que a arquitetura planejada seja materializada e de modo que a estrutura seja estável e adequada com o que foi proposto (REBELLO, 2000, ENGEL, 2001).

Neste tópico, primeiramente estão apresentadas informações acerca da estrutura do tipo metálica e, posteriormente, sobre o uso estrutural da madeira.

2.1 Estrutura metálica

A utilização de elementos metálicos na construção civil proporciona rapidez e soluções para diversos sistemas estruturais, sendo possível notar o destaque na paisagem urbana que esse tipo de estrutura ocasiona no Brasil. Aliada a outros elementos, a estrutura metálica possibilita uma adaptação da arquitetura em diversas situações de projeto, sobressaindo-se nos quesitos estética, flexibilidade, custo e tempo de obra, e podendo ser utilizada na construção de telhados, edifícios comerciais, residências, pontes, viadutos, escadas, entre outras aplicações. (FONSECA, 2005). A fim de ilustrar alguns sistemas construtivos metálicos, tem-se a Figura 1 que contém um edifício de múltiplos pavimentos.

Figura 1 - Edifício em estrutura metálica



Fonte: PEREIRA (2018).

A Figura 2 contém um galpão em estrutura metálica sem fechamentos laterais.

Figura 2 - Estrutura metálica de um galpão.

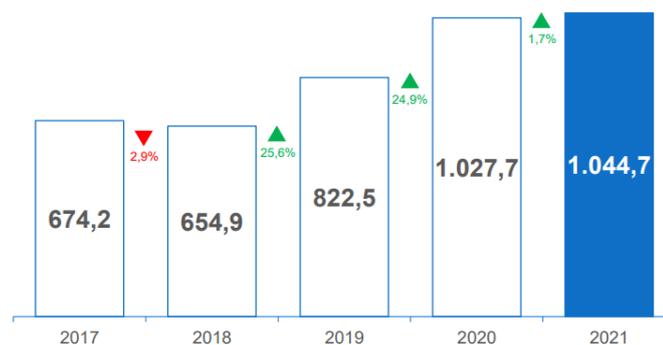


Fonte: Structure (2022).

Como vantagem, as estruturas em aço podem ser fabricadas com grande precisão milimétrica, o que garante um alto controle de qualidade do produto final. Além disso, é um material resistente à vibração e a choques e de alta resistência estrutural, possibilitando a execução de estruturas leves para vencer grandes vãos. Também proporciona obras mais rápidas e limpas, e o reaproveitamento dos materiais em estoque e sobras de obra. Em contrapartida, é possível citar como desvantagens da estrutura metálica a carência de mão-de-obra especializada para a fabricação e montagem dos perfis, a necessidade de tratamento contra oxidação das peças e a limitação de execução em fábrica. (FONSECA, 2005)

Segundo pesquisa realizada pela empresa E8 Inteligência e divulgada em 2022 pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) em parceria com a Associação Brasileira da Construção Metálica (ABCCEM), a produção de estruturas de aço em 2021 no Brasil foi superior a 1 milhão de toneladas, o que indica um crescimento de 1,7% em relação ao ano de 2020, conforme demonstrado na Figura 3. Os estudos realizados também apresentaram um aumento de 37,5% do faturamento das 334 empresas participantes, demonstrando um cenário otimista para os anos futuros.

Figura 3 - Evolução da produção de estruturas de aço (mil t/ano)



Fonte: CBCA (2021).

Além disso, também foi observado um aumento relacionado aos empregos, em que cerca de 36,5% dos fabricantes aumentaram seus quadros, reflexo do aumento da demanda. O maior consumidor de estruturas em aço é o setor de energia, correspondendo a 44,2% da produção, enquanto que o segundo maior setor consumidor é o industrial, englobando fábricas e galpões, que corresponderam a 1/3 da produção em 2021, sendo 550,4 mil toneladas em produção de obras de estrutura metálica.

2.2 Estrutura de madeira

Há anos, a madeira tem sido matéria-prima básica para edificações em geral. Esse material possui diversos níveis de resistência, dureza e massa volumétrica, que permitem que ele seja utilizado de acordo com diferentes necessidades (PEREIRA, 2013). Em projetos estruturais, no setor de construção civil, os tipos de madeiras mais utilizadas são oriundas de árvores dicotiledôneas e coníferas.

As coníferas, também chamadas de madeiras moles ou *softwoods*, possuem densidade e resistência mecânica inferiores às dicotiledôneas, que são árvores com madeiras mais densas e resistentes, geralmente denominadas de madeiras duras ou *hardwoods*. Na NBR 7190/2022 “Projeto de estrutura de madeiras” da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT são estabelecidas diversas classes de resistência de florestas nativas para as madeiras coníferas dicotiledôneas. Essas classes são determinadas a partir das propriedades físicas, de resistência e de rigidez do material.

No Brasil, o uso da madeira como elemento construtivo tem crescido bastante. De acordo com um levantamento realizado pela empresa Urbem, que trabalha com produção de madeiras engenheiradas, entre os anos de 2017 e 2019, foram avaliados cerca de 50 mil metros quadrados em projetos de madeira. Já em 2020/2021, os projetos aumentaram para 1,2 milhão de metros quadrados (EXAME, 2021).

A madeira é empregada em vários tipos de construção, desde edificações agrícolas mais simples, até grandes habitações. A Figura 4 exemplifica uma estrutura de madeira que se encontra no Brasil.

Figura 4 - Galpão agrícola no município de Ilhéus.



Fonte: ITA Construtora (2014).

O projeto apresentado consiste em um galpão agrícola localizado na cidade de Ilhéus (BA). Ele possui como solução construtiva a madeira lamelada colada (MLC) e foi construído utilizando peças esbeltas que vencem grandes vãos. Sua estrutura de madeira é composta por módulos de 12,0 m x 8,0 m. (ITA CONSTRUTORA, 2014).

A Figura 5 mostra o centro hípico em residência privada em Bragança Paulista. A estrutura possui um telhado de madeira com desenho tradicional, em duas águas, além de pilares do mesmo material.

Figura 5 - Cocheira em Bragança Paulista.



Fonte: ITA Construtora (2014).

Diante do brevemente apresentado, observa-se que tanto as estruturas construídas em aço como as elaboradas em madeira têm potencial de emprego para atendimento às mais variadas demandas na construção civil. Assim, uma investigação comparativa entre os dois sistemas construtivos pode ser interessante, de forma a contribuir para o incremento do conhecimento na área de engenharia de estruturas.

3 MATERIAL E MÉTODOS

Para a realização deste trabalho, inicialmente, foi utilizado um projeto de estrutura metálica já desenvolvido pelas autoras para a disciplina de Estrutura metálica do curso de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Lavras (UFLA). A partir deste, foi projetado um galpão com a mesma disposição dos elementos estruturais, utilizando madeira classe D60.

Os *softwares* utilizados para o desenvolvimento dos cálculos foram Ftool e VisualVentos, devido à gratuidade e à experiência prévia das autoras. O primeiro foi utilizado para a análise dos esforços nas estruturas e, por meio dele, foram gerados diagramas de esforços cortantes, normais e momentos fletores para os elementos que constituem o galpão. O segundo foi utilizado como auxílio no cálculo das forças resultantes da ação do vento na estrutura.

Além disso, no desenvolvimento deste trabalho foram utilizadas as seguintes normas técnicas: ABNT NBR 7190:2022 - Projeto de estruturas de madeira; ABNT NBR 6120:2019 - Ações para o cálculo de estruturas de edificações; ABNT NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas - Procedimento; ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações; ABNT NBR 8800:1986 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

3.1 Descrição do projeto

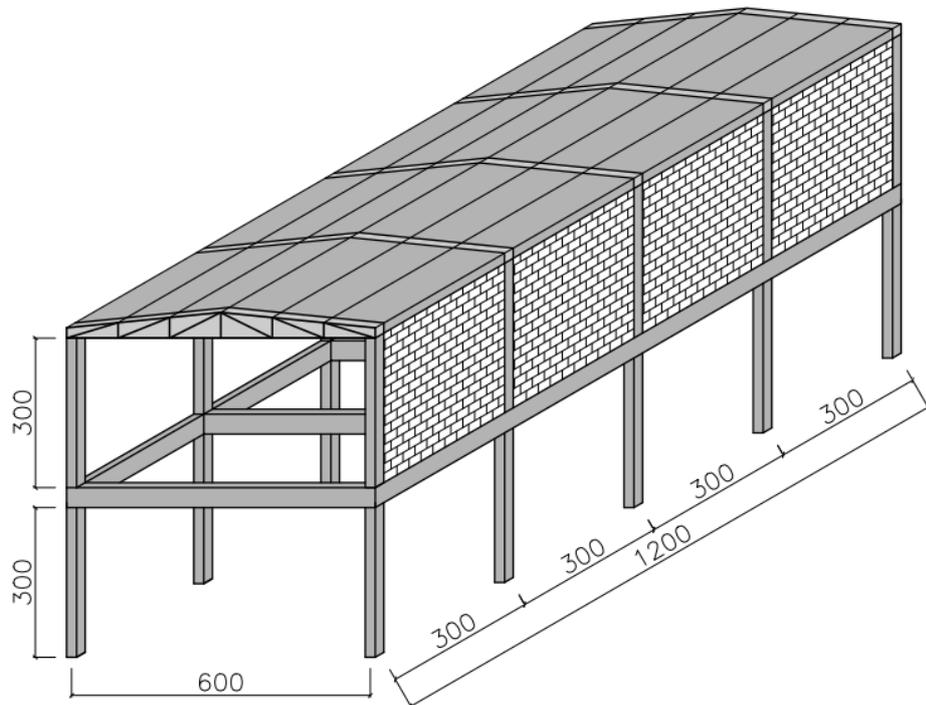
Como definições do projeto em estudo, foram estabelecidas as dimensões propostas para a estrutura de um galpão utilizado para depósito, com dois pavimentos (térreo, pavimento superior e cobertura metálica), cujas características estão apresentadas na Tabela 1 e o seu esboço na Figura 6.

Tabela 1 - Características do galpão.

Vão longitudinal entre os pórticos	3 m
Comprimento total	12 m
Largura de vão livre	6 m
Pé direito	3 m

Fonte: Das autoras (2023).

Figura 6 - Esboço do galpão com as dimensões propostas.

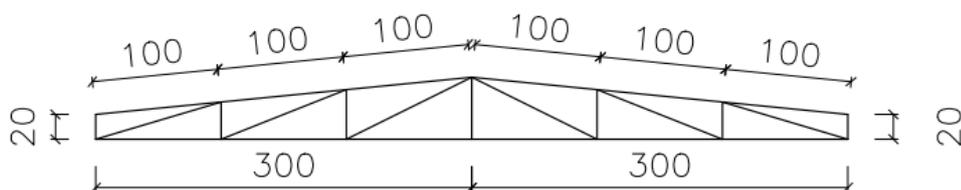


Fonte: Das autoras (2023).

Para a sustentação do telhado, tem-se as treliças, que podem receber denominações diferentes dependendo da configuração geométrica utilizada para suas barras. A treliça do tipo Pratt, apresentada na Figura 6, foi utilizada no galpão metálico, ela possui os elementos diagonais inclinados em direção ao centro do vão, os quais, com exceção das diagonais do centro, estão sujeitos apenas a esforços de tração, enquanto que as barras verticais resistem à compressão (GOMES, 2016).

O formato trapezoidal utilizado para a treliça metálica foi escolhido pois possui maior resistência a deformações e aumenta a angulação das diagonais, aproximando-as do ângulo de 45°.

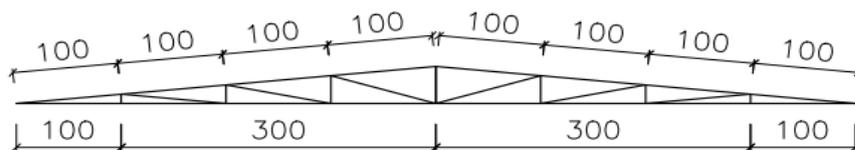
Figura 7 - Treliça Pratt utilizada no projeto do galpão metálico.



Fonte: Das autoras (2023).

Já a treliça do tipo Howe, apresentada na Figura 8, foi utilizada no projeto do galpão em madeira e é o oposto da citada anteriormente, visto que as barras diagonais estão inclinadas na direção contrária ao centro da treliça, resistindo a forças de compressão (GOMES, 2016). Além disso, conforme afirma Daniel Salvatore, sócio da Ita Construtora, em entrevista para Lima (2019), as estruturas de madeira devem possuir “chapéu e bota”. Em vista disso, foi adotado beiral de 1 metro e estrutura elevada do solo para proteção do material contra intempéries. A Figura B demonstra o modelo de treliça de madeira utilizada no projeto.

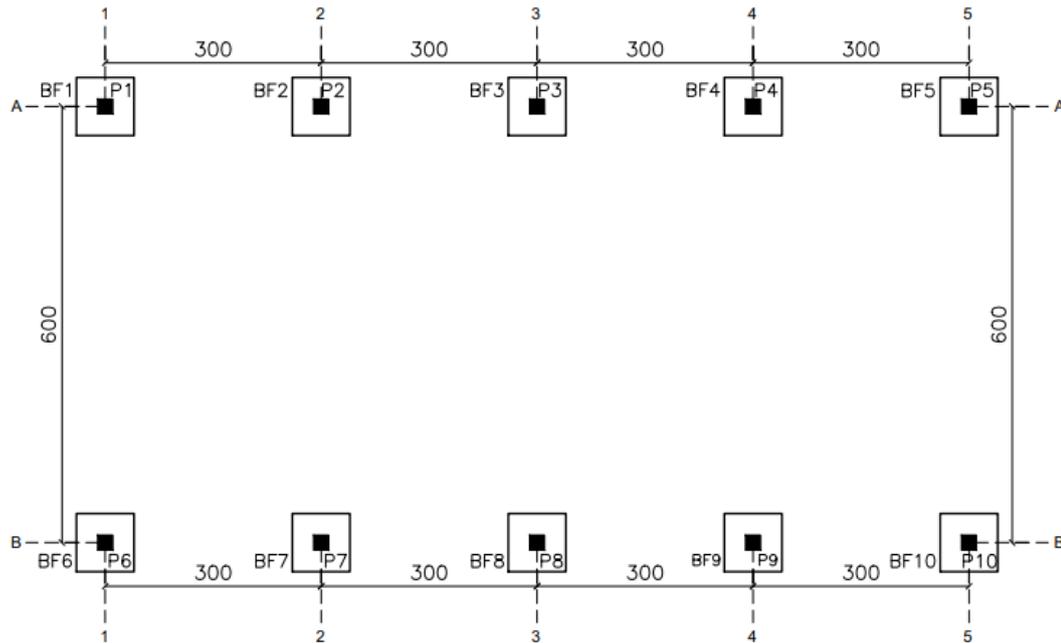
Figura 8 -Treliza Howe utilizada no projeto do galpão de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

A partir das definições do projeto, têm-se a representação do esboço das plantas de forma do galpão de estrutura metálica, com a identificação e posicionamento dos pilares (P), bases da fundação (BF), lajes (L) e vigas (VT), as quais se dividem em 3 tipos - vigas de suporte para a vedação lateral (VT1), vigas de suporte para vedação frente e fundos (VT2) e vigas de suporte para laje (VT3). A Figura 9 representa a planta de fôrmas do pavimento térreo.

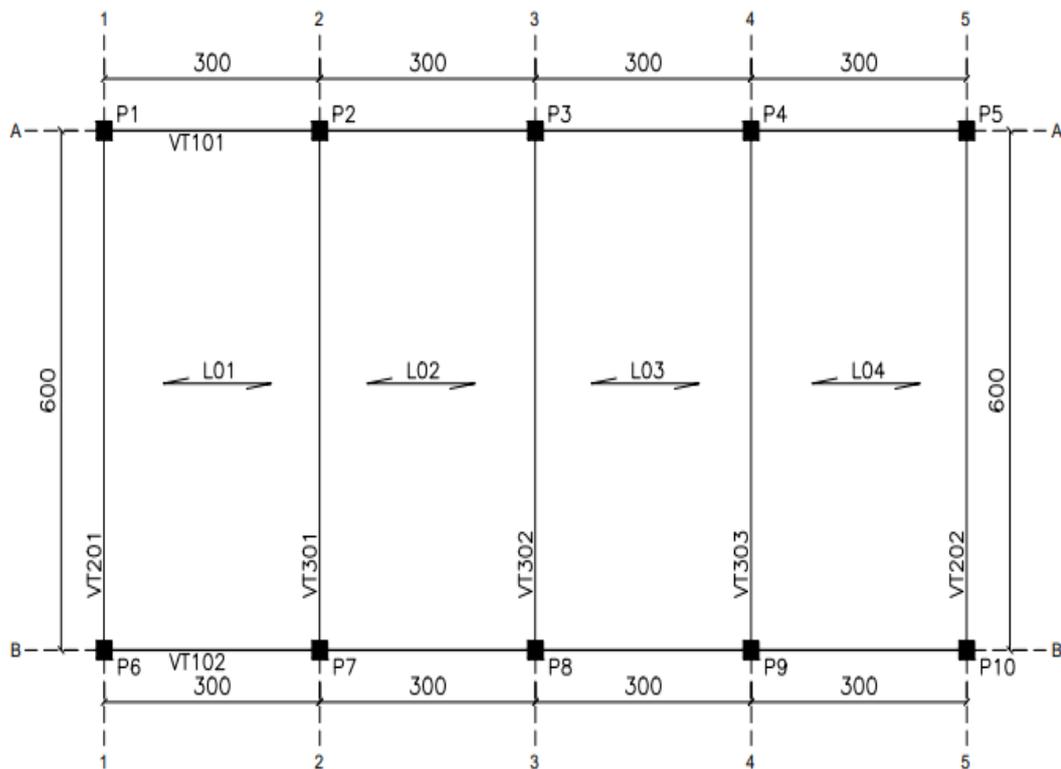
Figura 9 - Planta de fôrmas do pavimento térreo.



Fonte: Das autoras (2023).

A Figura 10 apresenta o esboço da planta de formas do pavimento superior.

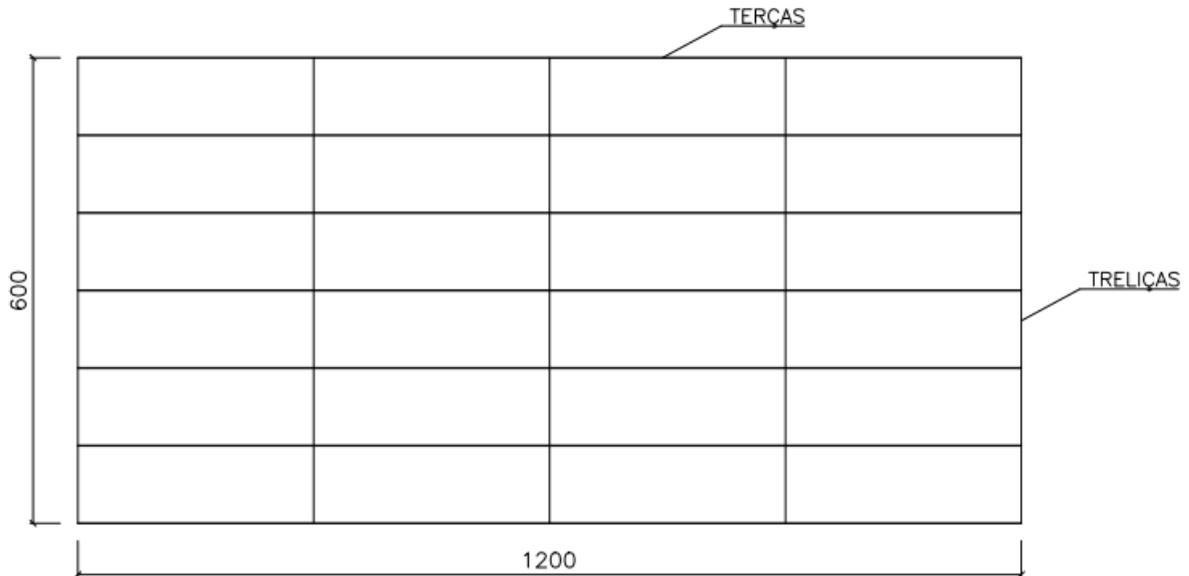
Figura 10 - Planta de formas do pavimento superior.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 11 está representado o esquema da cobertura do galpão, composto por 5 treliças na direção vertical e 7 terças na direção horizontal.

Figura 11 - Cobertura do galpão.



Fonte: Das autoras (2023).

3.2. Carregamentos permanentes

Para os carregamentos permanentes do galpão, tem-se o peso próprio das telhas, considerando a telha MF18, e da laje Steel Deck, modelo MF-50 de altura total 110 mm e espessura 0,95 mm, cujos valores foram obtidos no catálogo da empresa fabricante METFORM e considerando vãos máximos de 3m. As cargas citadas estão apresentadas na Tabela 2:

Tabela 2 - Cargas permanentes do galpão determinadas pelos fabricantes.

Descrição	Carga
Telha MF18, 0,5 mm de espessura e recobrimento duplo	0,06 kN/m ²
Laje Steel Deck MF-50, altura 110 mm, espessura de 0,95 mm	2,10 kN/m ²

Fonte: METFORM (2019).

A NBR 6120:2019 estabelece parâmetros de carregamento para as situações nas quais a estrutura é solicitada. Para o carregamento permanente proveniente das paredes, foi considerada

alvenaria de bloco cerâmico vazado com espessura nominal de 14 centímetros e revestimento na face externa de 1 centímetro, resultando em um peso próprio de 1,5 kN/m².

3.3 Carregamentos variáveis ou de utilização

3.3.1 Cálculo da ação do vento

O vento é um carregamento muito crítico em galpões. Para fins didáticos, foram considerados seus efeitos apenas na cobertura da edificação, sendo desconsideradas as cargas aplicadas lateralmente na estrutura.

A fim de calcular a velocidade característica do vento (V_k), é necessário multiplicar a velocidade básica do vento (V_0) pelos fatores topográficos (S_1), de rugosidade (S_2) e estatísticos (S_3), conforme a Equação 1:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Para cálculo das forças devidas ao vento, foram utilizadas as especificações da NBR 6123:1988 e o *software* VisualVentos.

3.3.2 Cálculo das ações de utilização

A edificação é composta por dois pavimentos. Para efeito deste projeto, adotou-se para cálculo dos elementos a sobrecarga de utilização do telhado, de 0,25 kN/m², e a carga de utilização da laje do primeiro pavimento, igual a 3,0 kN/m², conforme a NBR 6120:2019. Os carregamentos do térreo são aplicados sobre o próprio terreno.

3.4 Ligações das peças metálicas e de madeira

As ligações das peças metálicas para este trabalho foram consideradas parafusadas e rotuladas para todos os pontos de encontro entre pilares-treliças e pilares-vigas. Os pilares estão engastados nos blocos de fundação por meio de ligação parafusada. As ligações entre as barras de treliça metálica foram consideradas soldadas. Para as peças de madeira, as ligações foram feitas por meio de chapas metálicas e pregos, os componentes da treliça foram considerados rotulados.

3.5 Metodologia para os cálculos do projeto do galpão em estrutura metálica

A partir das definições apresentadas, foram calculados os esforços devido às cargas de vento, cargas variáveis e cargas permanentes na estrutura estudada. Os detalhes do projeto e os cálculos estruturais foram realizados conforme as normas ABNT NBR 8800:2008, ABNT NBR 6123:1988 e ABNT NBR 6120:2019.

3.5.1 Perfis utilizados e propriedades do aço

Os perfis dos elementos estruturais utilizados no galpão metálico foram obtidos no catálogo da empresa fabricante Gerdau, para as terças e barras da treliça, e da empresa Structuraço, para as vigas e pilares, conforme apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 - Perfis dos elementos utilizados no galpão de estrutura metálica.

Elemento	Perfil
Terças	U 102 x 9,3 kg/m
Barras da treliça	U 102 x 9,3 kg/m
Viga VT1	W 150 x 18,0
Viga VT2	W 310 x 32,7
Viga VT3	W 310 x 32,7
Pilar	HP 200 x 53,0

Fonte: Das autoras (2023).

Para todos os perfis metálicos, foi considerado Aço ASTM A572 Grau 50, com resistência ao limite de escoamento (f_y) igual a 345 MPa (escoamento) e módulo de elasticidade (E) igual a 20000 kN/cm⁴. A metodologia de cálculo para o projeto do galpão em estrutura metálica está apresentada no Apêndice A.

3.6 Metodologia para os cálculos do projeto do galpão em estrutura de madeira

3.6.1 Propriedades características e calculadas da madeira D60

As considerações para o cálculo das propriedades da madeira utilizada neste trabalho são: madeira de classe D 60, carregamento de longa duração, com $K_{mod,1} = 0,70$ e umidade de equilíbrio da madeira em serviço igual 12%, que corresponde a classe de umidade 1, com $K_{mod,2} = 1,00$.

Inicialmente, é necessário calcular o coeficiente de modificação (k_{mod}), que influenciam nos valores característicos de cálculo de algumas propriedades de resistência da madeira, ele é calculado de acordo como a Equação 2.

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \quad (2)$$

Sendo,

k_{mod} : Coeficiente de modificação ($k_{mod,1}$, $k_{mod,2}$).

Posteriormente, são calculadas as propriedades de cálculo da madeira, que necessitam dos valores característicos de resistência, rigidez e densidade da madeira D60, que estão presentes na Tabela 2 da ABNT NBR 7190-1:2022 e na Tabela 4 deste trabalho.

Tabela 4- Propriedades características da madeira D60.

Classe	$f_{c0,k}$ (MPa)	$f_{v0,k}$ (MPa)	$E_{c0,med}$ (MPa)	Densidade a 12%
D60	60	8	19500	1000

Fonte: ABNT (2022).

A resistência da madeira à compressão paralela às fibras é calculada, por meio da Equação 3.

$$f_{c0,d} = k_{mod} * \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w} \quad (3)$$

Sendo,

$f_{c0,d}$: valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras;

k_{mod} : Coeficiente de modificação;

$f_{c0,k}$: valor característico da resistência à compressão paralela às fibras;

γ_w : coeficiente de minoração da resistência da madeira decorrente de tensões normais (1,4).

De acordo com a ABNT NBR 7190-1:2022, a resistência da madeira à tração paralela às fibras é igual ao valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras.

A resistência da madeira ao cisalhamento ($f_{v0,d}$) é dada pela Equação 4:

$$f_{v0,d} = k_{mod} * \frac{f_{v0,k}}{\gamma_w} \quad (4)$$

Em que,

γ_w : coeficiente de minoração da resistência da madeira decorrente de tensões cisalhantes
(1,8)

O módulo de elasticidade efetivo da madeira na compressão paralela às fibras, é obtido a partir da Equação 5.

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} * k_{mod,2} * E_{0,m} \quad (5)$$

Sendo,

$E_{c0,ef}$: módulo de elasticidade efetivo da madeira na compressão paralela às fibras;

$k_{mod,1}$: Coeficiente parcial de modificação relativo à classe de carregamento e ao tipo de material;

$k_{mod,2}$: Coeficiente parcial de modificação relativo à classe de umidade e ao tipo de material;

$E_{0,m}$: valor característico do módulo de elasticidade.

O valor característico para o módulo de elasticidade ($E_{0,05}$), é dado pela Equação 6.

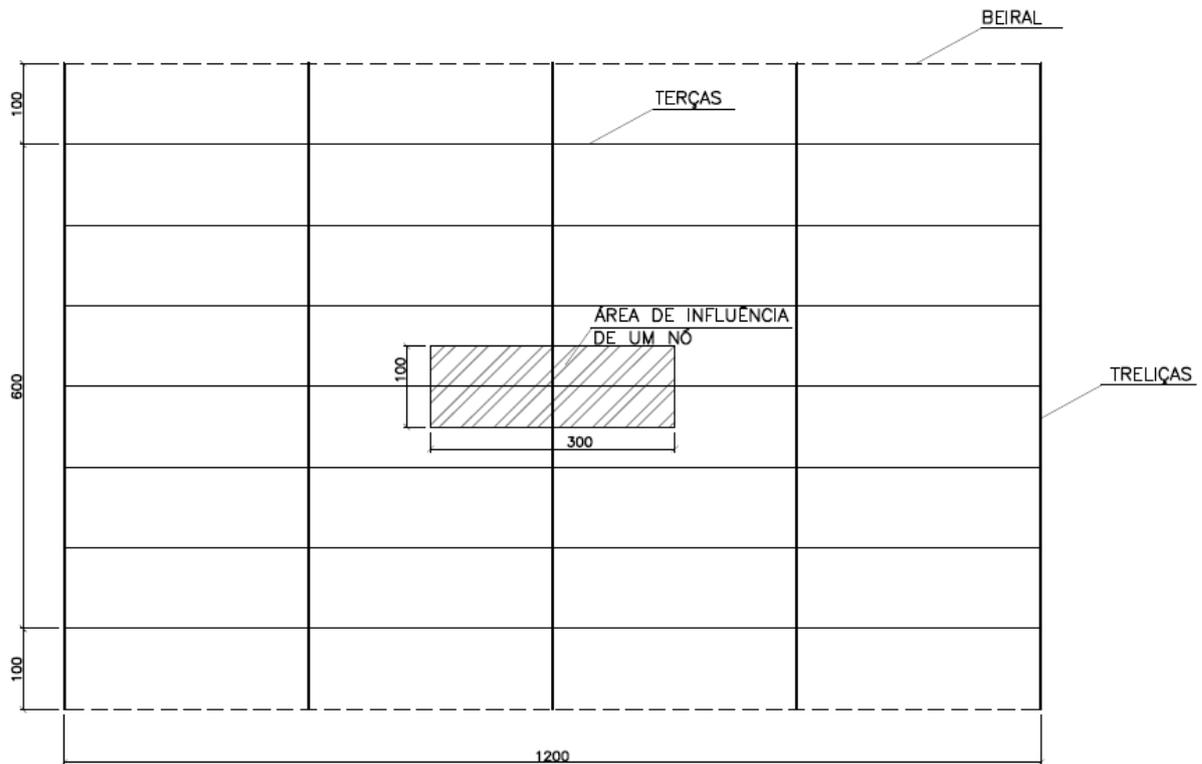
$$E_{0,05} = 0,7 * E_{0,m} \quad (6)$$

Utilizando essas equações é possível realizar a verificação dos perfis dos elementos estruturais utilizados no galpão.

3.6.2 Carregamento no nó central da treliça de madeira (juntamente com as terças e telhas)

Para calcular as cargas permanentes e variáveis atuantes na treliça de madeira, utiliza-se o peso próprio das telhas, a sobrecarga de utilização, a ação do vento e o peso próprio das peças de madeira, considerando a área de influência de um nó da treliça, como mostra a Figura 12.

Figura 12 - Área de influência de um nó da treliça de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

O peso próprio das terças de madeira é dado pela Equação 7.

$$PP'_{terças} = b_w \cdot h \cdot \rho_m \quad (7)$$

Em que,

$PP'_{terças}$: peso próprio das terças de madeira;

b_w : largura da seção transversal da peça;

h : altura da seção transversal da peça;

ρ_m : densidade média da madeira.

Com os dados de peso próprio das terças e telhas e com as áreas e comprimentos de influências delas, pode-se calcular a carga permanente do telhado ($G'_{telhado}$), usando a Equação 8.

$$G'_{telhado} = PP_{telhas} * A_{influência} + PP_{terças} * L_{influência} \quad (8)$$

Sendo,

$G'_{telhado}$: carga permanente do telhado;

PP_{telhas} : peso próprio das telhas;

$PP_{terças}$: peso próprio das terças;

$A_{influência}$: área de influência das telhas sobre o nó;

$L_{influência}$: comprimento de influência das terças sobre o nó.

Além disso, atuando também no telhado, há a sobrecarga característica mínima (q_{uti}) de 0,25 kN/m², que engloba as cargas decorrentes de instalações elétricas e pequenas peças fixadas na cobertura. A carga variável (Q_{uti}) devido a sobrecarga mínima que atua sobre o nó é obtida usando a Equação 9.

$$Q_{uti} = q_{uti} \cdot A_{influência} \quad (9)$$

A fim de encontrar o peso próprio da treliça de madeira ($PP'_{treliça}$), usando a Equação 10, deve-se calcular o peso próprio das barras que a compõem (PP'_{barras}), com a Equação 7.

$$PP'_{treliça} = PP'_{barras} * L_{influência (barras)} \quad (10)$$

Com,

$PP'_{treliça}$: peso próprio da treliça de madeira;

PP'_{barras} : peso próprio das barras de madeira que constituem a treliça;

$L_{influência (barras)}$: comprimento de influência das barras sobre o nó.

A ação variável originada da ação do vento é calculada usando a Equação 26 contida no Apêndice A do presente trabalho.

Na combinação de esforços da treliça, usando a Equação 27 contida no Apêndice A, admitiu situação duradoura de projeto, combinação última normal e carregamento de longa duração para o nó de treliça mais solicitado, utilizando os coeficientes de ponderação $\gamma_{gi} = 1,30$ (peso próprio de estruturas pré-moldadas); $\gamma_{qI} = 1,5$ (Ações variáveis em geral); $\psi_{0j} = 0,5$ (Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas) e, ainda, adotou-se o parâmetro 0,75 como redutor para a ação do vento.

Com os valores das combinações aplicados nos nós da treliça e com o auxílio do *software* Ftool, é possível obter o Diagrama de Esforços Normais (DEN).

As verificações de Estado Limite Último (ELU) são feitas devido à tração axial e à estabilidade da peça por compressão. Inicialmente, calcula-se o momento de inércia (I), por meio das Equações 11 e 12.

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (11)$$

$$I_y = \frac{h \cdot b^3}{12} \quad (12)$$

Para o índice de esbeltez, utiliza-se a Equação 13.

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} \quad (13)$$

Sendo,

L_0 é o comprimento de flambagem ($K_E \cdot L$);

I é o momento de inércia na direção analisada;

A é a área da seção transversal.

Os índices de esbeltez da barra sujeita à compressão devem ser menores que 140.

Para o índice de esbeltez relativo, utiliza-se a Equação 14.

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} * \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} \quad (14)$$

Caso os índices de esbeltez relativos serem maiores que 0,3, verifica-se a segurança para estabilidade da peça, utilizando as Equações 15 e 16.

$$\frac{\sigma_{N_{c,d}}}{k_{cx} \cdot f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M_{x,d}}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma_{M_{y,d}}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (15)$$

$$\frac{\sigma_{N_{c,d}}}{k_{cy} \cdot f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{M_{x,d}}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{M_{y,d}}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (16)$$

Sendo,

σ_M a tensão normal de flexão proveniente do momento fletor de primeira ordem;

k_M coeficiente de correção.

Para encontrar os valores do parâmetro k_c , foi realizado o procedimento de cálculo contido no tópico 6.5.5 da NBR 7190:2022.

Para a verificação devido a tensão axial, utiliza-se a Equação 17.

$$\sigma N_{x,d} = \frac{N_{x,d}}{A} \leq f_{c0,d} \quad (17)$$

Sendo,

$\sigma N_{x,d}$: é o valor de cálculo da tensão de tração ou compressão normal à seção transversal;

$N_{x,d}$: é o valor de cálculo da força normal de tração ou compressão;

$f_{c0,d}$: é o valor de cálculo da resistência à tração ou compressão paralela às fibras.

A verificação de resistência é calculada conforme a Equação 18.

$$\left(\frac{\sigma N_{c,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (18)$$

Por meio da realização dos cálculos mencionados anteriormente, pode-se verificar se os perfis estabelecidos para as treliças são suficientes para suportar os carregamentos que a solicitam e resistir aos esforços gerados.

3.6.3 Carregamento nas vigas de madeira D60

Para as vigas de madeira, foram realizados os cálculos de peso próprio, carregamentos permanentes e variáveis, conforme o Apêndice A, referentes ao carregamento nas vigas metálicas. Além disso, as combinações de ações foram calculadas de acordo com a Equação 27. Posteriormente, foram plotados os diagramas: DCL, DEC E DMF e realizados os cálculos para verificação.

As verificações foram feitas para flexão simples reta, como apresentado na Equação 19.

$$\frac{\sigma_{M,d}}{f_{m,d}} = \frac{M_d}{W} \leq 1 \quad (19)$$

Em que,

$\sigma_{M,d}$ é o valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão, calculado por M_d/W ;

$f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência à flexão;;

M_d é o valor de cálculo do momento fletor;

W é o módulo de resistência da seção transversal à direção paralela às fibras, em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor.

Para a resistência às tensões tangenciais, calculada tal como mostrado na Equação 20.

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{A} \leq f_{v0,d} \quad (20)$$

Sendo,

τ_d : a tensão de cisalhamento atuando na área A em estudo, e produzida pela força Vd, representada pela cortante.

Neste trabalho as paredes atuam como contraventamentos, que possibilitam evitar a flambagem lateral da peça. Além disso, as vigas possuem contenção lateral nos apoios a partir de ligações por pregos. Com isso, a verificação de flambagem lateral pode ser dispensada, desde que atenda também a condição apresentada na Equação 21.

$$\frac{l_1}{b} \leq \frac{E_{0,ef}}{\beta_M \cdot f_{b,d}} \quad (21)$$

Sendo,

l_1 : distância entre os pontos de contenção lateral.

3.6.4 Carregamento nos pilares de madeira

Nos pilares do primeiro pavimento estão atuando as cargas da treliça e o peso próprio deste elemento, que é calculado de acordo com a Equação 22. Já nos pilares do pavimento térreo, as cargas atuantes são aquelas advindas das vigas, dos pilares do pavimento superior e do próprio peso.

$$PP'_{\text{ pilar}} = b_{w,\text{ pilar}} \cdot h_{\text{ pilar}} \cdot L \cdot \rho \quad (22)$$

Sendo,

$PP'_{\text{ pilar}}$: peso próprio do pilar;

$b_{w,\text{ pilar}}$: largura da seção transversal do pilar;

$h_{\text{ pilar}}$: altura da seção transversal do pilar;

L : comprimento do pilar;

ρ : densidade da madeira.

As verificações foram feitas conforme mencionado no tópico 3.6.2, para estabilidade e e esforço de compressão.

3.7 Planta de cargas dos pilares de madeira

Com os carregamentos totais que chegam até a base dos pilares inferiores foi construída a planta de cargas dos pilares de madeira, como será mostrado adiante.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Carregamentos atuantes nas estruturas

Neste tópico são apresentados os resultados dos carregamentos que atuam nas estruturas.

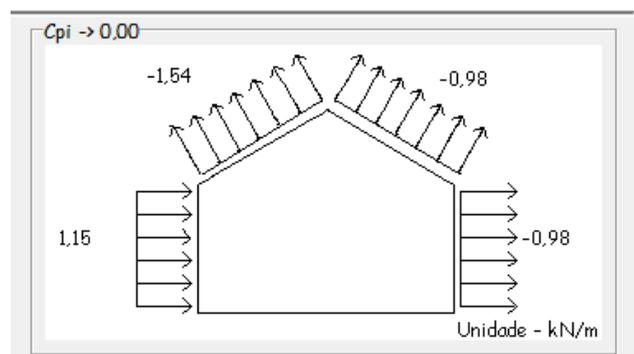
4.1.1 Ação do vento nos galpões de estrutura metálica e de madeira

No software VisualVentos, inicialmente foram inseridas as características geométricas da edificação e, na segunda aba, definiu-se a velocidade básica (V_0) do vento na região de projeto que, considerando a cidade de Lavras, localizada no Sul de Minas Gerais, é igual a 35 m/s. Posteriormente, foram determinados os fatores S1, S2 e S3. Para o Fator S1, foi considerado terreno plano ou fracamente acidentado ($S1 = 1,00$), para o Fator S2, a categoria III ($S2 = 0,96$), e para o Fator S3, grupo 2 ($S3 = 1,00$).

A aba do coeficiente de pressão externa das paredes foi desconsiderada neste caso, pois, como já mencionado, a ação do vento foi avaliada somente na cobertura. Para o coeficiente de pressão interna no telhado (C_{pi}), foi considerada uma estrutura impermeável, visto que a edificação é um galpão de depósito sem acesso de pessoas e com fechamentos em alvenaria. Como simplificação do estudo, embora existam portões, foi desprezada a possibilidade de existência de uma abertura principal em qualquer face da construção. Sendo assim, foi utilizado $C_{pi} = -0,2$ ou $0,0$.

Definidos os coeficientes, o software indicou os esforços resultantes, que estão apresentados na Figura 13.

Figura 13 - Esforços resultantes devido à ação do vento.



Fonte: VisualVentos (2023).

Para efeito de cálculo, foram considerados os esforços mais críticos. Portanto, no caso do projeto, para o carregamento de vento, adotou-se o esforço resultante do vento a 0° e C_{pi} 0,00.

4.1.2 Projeto do galpão em estrutura metálica

Os resultados obtidos para o galpão de estrutura metálica encontram-se no Apêndice A. O carregamento total dos pilares está apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 – Carregamento total atuante na base dos pilares do galpão metálico.

Pilares	Cargas atuantes	Reação (kN)	Carregamento total (kN)
P1, P5, P6 e P10	Treliça	3,174	75,35
	VT1	10,99	
	VT2	57,21	
	2 x Peso próprio	3,976	
P2, P3, P4, P7, P8 e P9	Treliça	3,174	99,78
	2 x VT1	21,98	
	VT3	70,65	
	Peso próprio	3,976	

Fonte: Das autoras (2023).

4.1.3 Projeto do galpão em estrutura de madeira

Primeiramente, é calculado o coeficiente de modificação (k_{mod}), conforme a Equação 2.

$$k_{mod} = 0,70 \cdot 1,0$$

$$k_{mod} = 0,70$$

Posteriormente, com os valores das propriedades características da madeira D60, pode-se calcular a resistência da madeira à compressão paralela às fibras, obtida a partir da Equação 3.

$$f_{c0,d} = 0,70 * \frac{60}{1,4}$$

$$f_{c0,d} = 30 \text{ MPa} = 30000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

O valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras é igual ao $f_{c0,d}$.

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = 30000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A resistência da madeira ao cisalhamento é calculada, por meio equação 4:

$$f_{v0,d} = 0,70 * \frac{8}{1,8}$$

$$f_{v0,d} = 3,11 \text{ MPa}$$

O módulo de elasticidade efetivo da madeira na compressão paralela às fibras é calculado usando a Equação 5.

$$E_{c0,ef} = 0,70 * 1,0 * 19500$$

$$E_{c0,ef} = 13650 \text{ MPa}$$

O valor característico do módulo de elasticidade na direção paralela às fibras é calculado, conforme a Equação 6.

$$E_{0,05} = 0,70 * 19500 = 13650$$

Esses valores de cálculo das propriedades da madeira, possibilitam a verificação dos perfis dos elementos estruturais utilizados no galpão.

4.1.3.1 Cálculo do carregamento no nó central da treliça de madeira (juntamente com as terças e telhas)

A dimensão adotada para as terças de madeira foi de 6,0 x 12,0 cm. Aplicando as condições de carregamento e considerando um nó central mais solicitado, tem-se o peso próprio das terças, calculado por meio da Equação 7.

$$PP'_{terças} = 0,06 \cdot 0,12 \cdot 10 = 0,072 \frac{kN}{m}$$

$$q_{uti} = 0,25 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{influência} = 3,0 m^2$$

$$L_{influência} = 3,0 m$$

Aplicando a Equação 8 , tem-se para a carga permanente do telhado ($G'_{telhado}$):

$$G'_{telhado} = 0,06 \cdot 3 + 0,072 \cdot 3 = 0,396 kN$$

Usando a Equação 9 , tem-se para a carga variável de utilização (Q_{uti})

$$Q_{uti} = 0,25 \cdot 3 = 0,75 kN$$

Adotando a mesma dimensão da seção transversal das terças para a tesoura e obtendo o comprimento de cada barra a partir do *software* Autocad, pode-se calcular o peso próprio das barras que compõem a treliça (PP'_{barras}) que chegam até o nó mais crítico, utilizando a Equação 7, o peso próprio da treliça de madeira ($PP'_{treliça}$), aplicando a Equação 10 e o carregamento do vento (Q_{vento}), através da Equação 26.

$$PP'_{barras} = 0,06 \cdot 0,12 \cdot 10 = 0,072 \frac{kN}{m}$$

$$PP'_{treliça} = (2 * 0,036 * 1) + (2 * 0,036 * 1,04) + (1 * 0,036 * 0,40) = 0,163 kN$$

$$Q_{vento} = -1,54 * 1 = -1,54 kN$$

Após a obtenção dos valores de carregamentos na treliça, é calculada a combinação de esforços desta. Utilizando-se a Equação 27 tem-se as combinações F'_{d1} , F'_{d2} , F'_{d3} e F'_{d4} .

Combinação 1: para esforços desfavoráveis, considerando o vento como ação variável principal e $\psi_{0j} = 0,5$

$$\begin{aligned} F'_{d1} &= 1,30 * (0,396 + 0,163) + 1,50 * [(0,75) * (-1,54 \cos 6) + (0,5 * 0,75)] \\ &= -0,434 kN \end{aligned}$$

Combinação 2: para esforços desfavoráveis, admitindo a sobrecarga de utilização como ação variável principal, sendo assim $\psi_{0j} = 0,6$ (Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral).

$$F'_{d2} = 1,30 * (0,396 + 0,163) + 1,50 * [0,75 + (0,6 * (-1,54\cos6))]$$

$$F'_{d2} = 0,355 \text{ kN}$$

Combinação 3: para esforços favoráveis, admitindo a sobrecarga de utilização como ação variável principal, sendo assim $\psi_{0j} = 0,6$ (Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral).

$$F'_{d3} = 1,0 * (0,396 + 0,163) + 1,50 * [(0,75) * (-1,54\cos6) + (0,5 * 0,75)]$$

$$F'_{d3} = -0,602 \text{ kN}$$

Combinação 4: para esforços desfavoráveis, admitindo somente a carga permanente

$$F'_{d4} = 1,3 * (0,396 + 0,163)$$

$$F'_{d4} = 0,7267 \text{ kN}$$

Assim é considerado $F'_{d4} = 0,7267 \text{ kN}$, considerando que é a combinação mais crítica relativa à compressão e F'_{d3} para tração.

Neste trabalho foram considerados, para efeito de cálculo, 5% de acréscimo nas cargas solicitantes para as ligações. Na Tabela 6 estão apresentados os valores das combinações recalculados para a treliça.

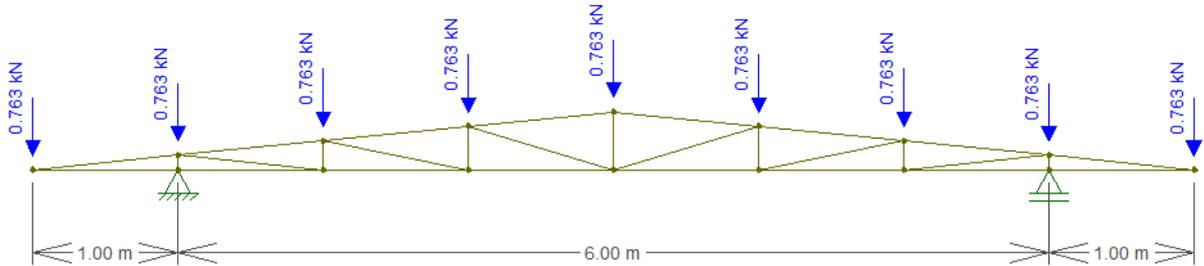
Tabela 6 – Combinações das treliças de madeira acrescidas de 5%.

Combinações	Valores com acréscimos de 5% das ligações
F'_{d3} (kN)	-0,632
F'_{d4} (kN)	0,763

Fonte: Das autoras (2023).

Aplicando a carga combinada (F'_{d4}) nos nós da treliça, como demonstrado na Figura 14 é possível observar, por meio do diagrama de esforço normal, apresentado na Figura 15, as barras mais comprimidas e tracionadas.

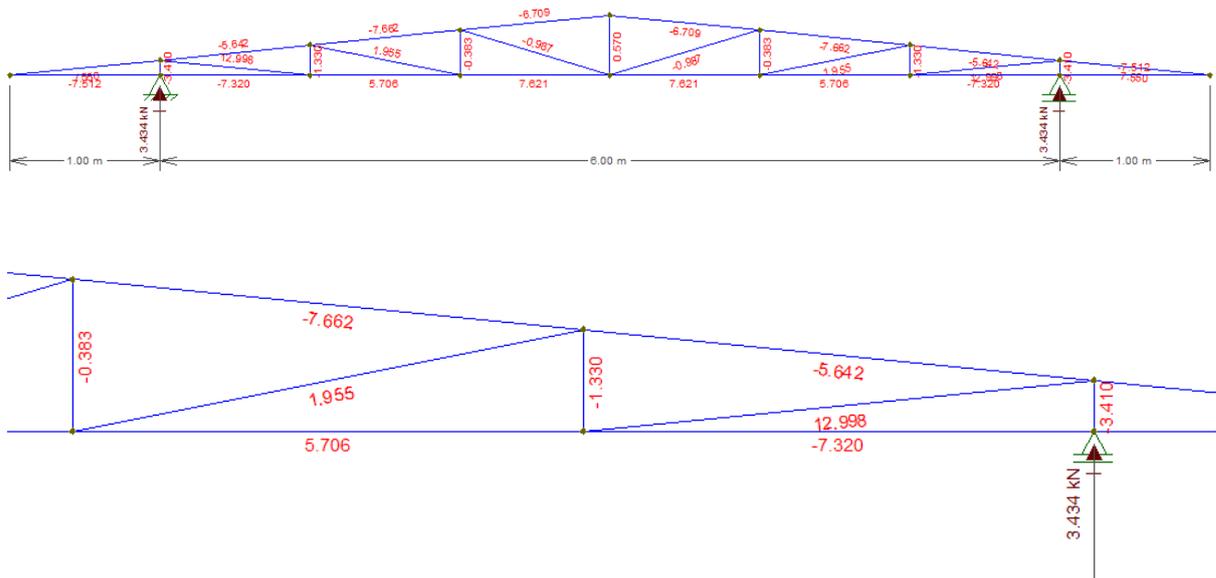
Figura 14 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça de madeira.



Fonte: Das autoras (2023)

O diagrama de esforços normais da treliça está apresentado na Figura 15.

Figura 15 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça de madeira.



Fonte: Das autoras (2023)

Com o DEN, é possível notar que a barra mais comprimida possui maior esforço de compressão igual a -7,662 kN e a barra mais tracionada maior esforço de tração igual a 12,998 kN, considerando seção transversal dos elementos estruturais de 6,0 x 12,0 cm. Além disso, a reação de apoio vertical é igual a 3,434 kN. Assim, é necessário realizar a verificação dos perfis para Estado Limite Último (ELU) referente aos esforços de compressão, tração e flambagem.

Para o cálculo do momento de inércia, utilizou-se as Equações 11 e 12.

$$I_x = \frac{6 \cdot 12^3}{12} = 864 \text{ cm}^4 \qquad I_y = \frac{12 \cdot 6^3}{12} = 216 \text{ cm}^4$$

Sendo $K_E = 1,00$, já que as barras das treliças são rotuladas entre elas, tem-se o comprimento da flambagem:

$$L_0 = 1,0 * 1,0 = 1,0 \text{ m}$$

Com isso, a esbeltez da peça é calculada, de acordo com a Equação 13 .

$$\lambda_x = \frac{100}{\sqrt{\frac{864}{6 \cdot 12}}} = 28,87 \qquad \lambda_y = \frac{100}{\sqrt{\frac{216}{6 \cdot 12}}} = 57,74$$

Os índices de esbeltez da barra sujeita à compressão são menores que 140.

Agora, calculando os índices de esbeltez relativo para as duas direções, conforme Equação 14, tem-se:

$$\lambda_{rel,x} = \frac{28,87}{\pi} \sqrt{\frac{60}{0,7 \cdot 19500}} = 0,61 \qquad \lambda_{rel,y} = \frac{57,74}{\pi} \sqrt{\frac{60}{0,7 \cdot 19500}} = 1,22$$

Como os índices de esbeltez relativos são maiores que 0,3, é necessário verificar a segurança para estabilidade da peça.

Calculando a tensão axial de acordo com a Equação 17, tem-se:

$$\sigma_{N_{c,d}} = \frac{7,662}{0,06 * 0,12} = 1064,17 \text{ kN/m}^2$$

Calculando os coeficientes k_x e k_y , tem-se:

$$k_x = 0,5 * [1 + 0,1 (0,61 - 0,3) + (0,61)^2] = 0,702$$

$$k_y = 0,5 * [1 + 0,1 (1,22 - 0,3) + (1,22)^2] = 1,291$$

Calculando os coeficientes k_{cx} e k_{cy} , tem-se:

$$k_{cx} = \frac{1}{0,702 + \sqrt{(0,702)^2 - (0,61)^2}} = 0,953$$

$$k_{cy} = \frac{1}{1,291 + \sqrt{(1,291)^2 - (1,22)^2}} = 0,583$$

Como as treliças possuem os carregamentos sobre seus nós, ou seja, só existem esforços normais atuando, calculou-se as verificações de estabilidade em x e y, de acordo com as equações 15 e 16, respectivamente .

$$\frac{1064,17}{0,953 \cdot 30000} = 0,037 < 1 \qquad \frac{1064,17}{0,583 \cdot 30000} = 0,061 < 1$$

Tendo em vista que ambos os valores foram menores que 1, a barra com seção transversal de 0,06 m x 0,12 m e 1 m de comprimento atende à verificação de estabilidade.

A verificação de resistência foi calculada de acordo com a Equação 18.

$$\left(\frac{1064,17}{30000}\right)^2 = 0,001 < 1$$

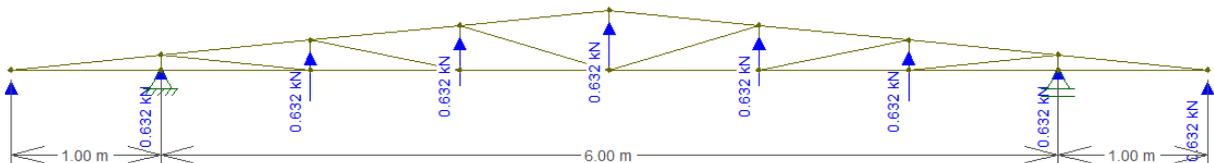
Com isso, a peça com seção transversal de 0,06 m x 0,12 m e 1 m de comprimento atende à solicitação de cálculo.

Para as barras tracionadas, a tensão atuante de tração deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência à tração, para que a peça esteja segura. Para verificação à tração axial da barra mais tracionada, foi utilizada a Equação 17.

$$\sigma N_{t,d} = \frac{12,998}{0,06 \cdot 0,12} = 1805,28 \text{ kN/m}^2 < 30000 \text{ kN/m}^2 \text{ OK!}$$

Agora, aplicando a carga combinada F'_{d3} (que possui efeito do vento) nos nós da treliça, como apresentado na Figura 16, pode-se observar, por meio do DEN apresentado na Figura 17, as barras mais comprimidas e tracionadas.

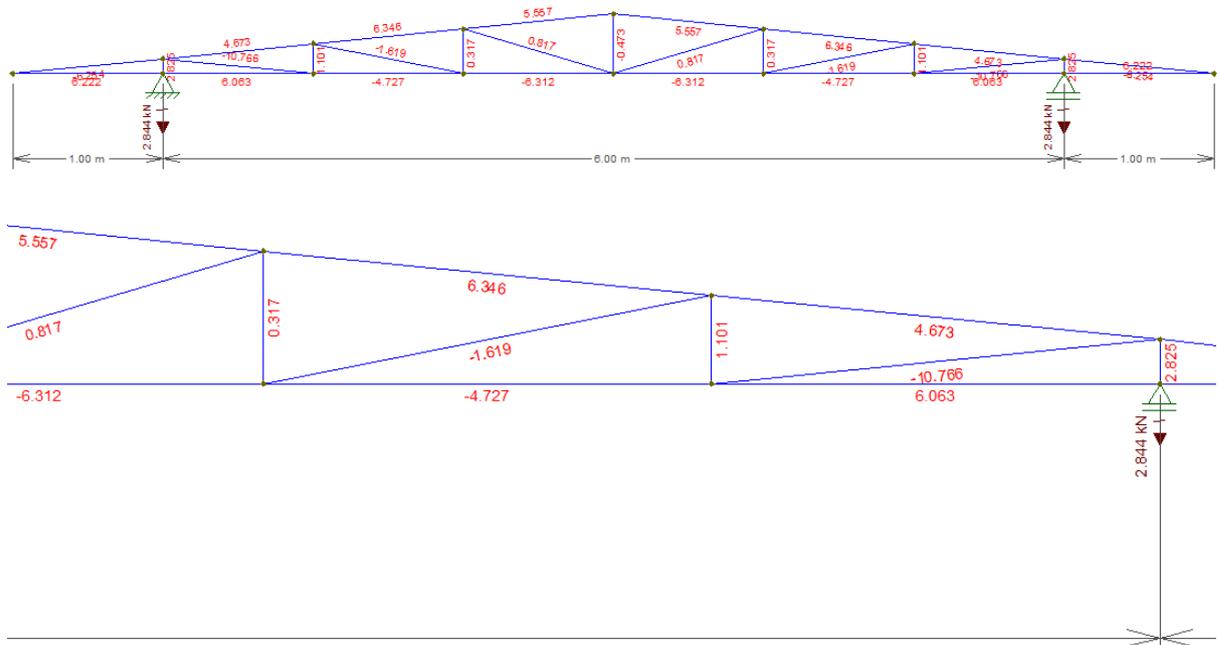
Figura 16 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

O diagrama de esforços normais da treliça está apresentado na Figura 17.

Figura 17 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Para a combinação (F'_{d3}), a barra mais comprimida possui maior esforço de compressão igual a -10,766 kN e a barra mais tracionada maior esforço de tração igual a 6,346 kN. Além disso, a reação de apoio vertical é igual a 2,85 kN. Além disso, como a treliça permanece a mesma, mudando somente os carregamentos, o procedimento de cálculo e os valores dos parâmetros utilizados para obter k_{cx} e k_{cy} foram os mesmos. Sendo,

$$k_{cx} = 0,953 \quad \text{e} \quad k_{cy} = 0,583$$

E calculando a tensão axial, por meio da Equação R,

$$\sigma_{N_{c,d}} = \frac{10,766}{0,06 * 0,12} = 1495,28 \text{ kN/m}^2$$

Pode-se realizar as verificações de estabilidade em x e y, obtendo, respectivamente:

$$\frac{1495,28}{0,953 * 30000} = 0,053 < 1 \quad \frac{1495,28}{0,583 * 30000} = 0,086 < 1$$

Sendo assim, a peça atende à verificação de estabilidade.

A verificação de resistência foi calculada utilizando a Equação 18.

$$\left(\frac{1495,28}{30000} \right)^2 = 0,003 < 1$$

Dessa forma, a peça atende a verificação de resistência.

Para verificação segundo à tração axial da barra mais tracionada, utilizou a Equação 17.

$$\sigma N_{t,d} = \frac{6,346}{0,06 \cdot 0,12} = 881,39 \frac{kN}{m^2} < 30000 \frac{kN}{m^2} \text{ OK!}$$

Portanto, o perfil determinado para as barras da treliça, atende satisfatoriamente as verificações.

4.1.3.2 Cálculo do carregamento nas vigas de madeira

Admitindo-se vigas com dimensões de 15,0 cm x 40,0 cm, o peso próprio desse elemento pode ser calculado de acordo com a Equação 22.

$$PP'_{vigas} = 0,15 \cdot 0,40 \cdot 10 = 0,60 \frac{kN}{m}$$

A partir disso, utilizando as equações 35, 36 e 37, foram calculados os carregamentos permanentes (G'_{VT1} , G'_{VT2} e G'_{VT3})

$$G'_{VT1} = (1,5 \cdot 3,0) + 0,6 = 5,1 \frac{kN}{m}$$

$$G'_{VT2} = (1,5 \cdot 3,0) + \frac{2,1 \cdot 6,0 \cdot 1,5}{6,0} + 0,6 = 8,25 \frac{kN}{m}$$

$$G'_{VT3} = \frac{2,1 \cdot 6,0 \cdot 3,0}{6,0} + 0,6 = 6,9 \frac{kN}{m}$$

Utilizando a Equação 38 tem-se os carregamentos variáveis (Q'_{VT2} e Q'_{VT3}) para as vigas VT2 e VT3, respectivamente.

$$Q'_{VT2} = \frac{3,0 \cdot 6,0 \cdot 1,5}{6,0} = 4,5 \frac{kN}{m}$$

$$Q'_{VT3} = \frac{3,0 \cdot 6,0 \cdot 3,0}{6,0} = 9 \frac{kN}{m}$$

4.1.3.2.1 Cálculo das combinações de esforços das vigas de madeira

Utilizando a Equação 27, foram realizadas as combinações de esforços para as vigas VT1, VT2 e VT3.

Para a viga VT1, considerando peso próprio de elementos construtivos em geral, tem-se a combinação $F'_{d(VT1)}$.

$$F'_{d(VT1)} = 1,5 * (1,5 * 3,0) + 1,3 * 0,6$$

$$F'_{d(VT1)} = 7,53 \frac{kN}{m}$$

Para a VT2, através da equação 6 e considerando o peso próprio de estruturas moldadas no local (para laje), o peso próprio de estruturas pré moldadas (para viga) e o peso próprio de elementos construtivos em geral (para parede) e ação decorrente do uso:

$$F'_{d(VT2)} = [1,35 * (2,1 * 1,5)] + (1,30 * 0,6) + 1,50 * (1,5 * 3,0) + 1,50 * (3 * 1,5)$$

$$F'_{d(VT2)} = 18,54 \frac{kN}{m}$$

Para a VT3, considerando peso próprio de estruturas moldadas no local (para laje e vigas) e ação decorrente do uso, usando a Equação 20, tem-se o valor da combinação:

$$F'_{d(VT3)} = 1,35 * (2,1 * 3,0) + (1,30 * 0,6) + 1,50 * (3,0 * 3,0)$$

$$F'_{d(VT3)} = 22,79 \frac{kN}{m}$$

Neste trabalho foi considerado, para efeito de cálculo, 5% de acréscimo nas cargas solicitantes devido às ligações. Na Tabela 7 estão apresentados os valores das combinações recalculados.

Tabela 7 - Combinações das vigas de madeira acrescidas de 5%.

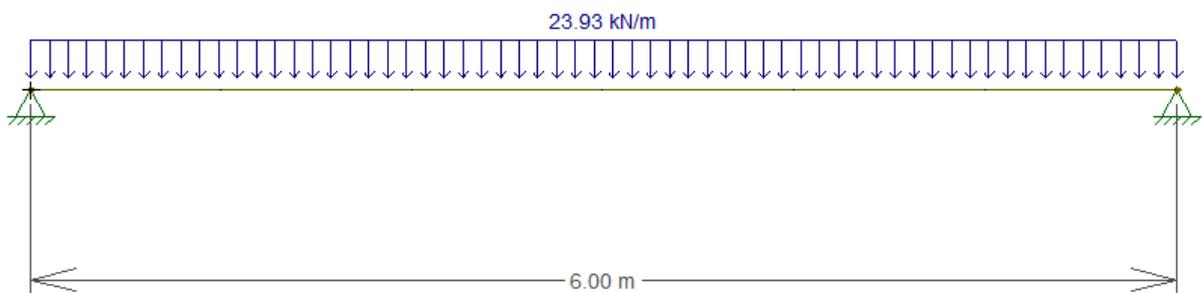
Combinações	Valores com acréscimos de 5% das ligações
F'_{d3} (kN)	-0,632
F'_{d4} (kN)	0,763
$F'_{d(VT1)}$ (kN/m)	7,91
$F'_{d(VT2)}$ (kN/m)	19,46
$F'_{d(VT3)}$ (kN/m)	23,93

Fonte: Das autoras (2023).

Com os carregamentos definidos, foi possível obter as reações de apoio a partir do *software* Ftool. Para a viga VT1 tem-se o diagrama de corpo livre, esforço cortante e momento fletor, apresentados nas Figuras 31, 32 e 33 no Apêndice B, respectivamente, assim como para a VT2, mostrados nas Figuras 34,35 e 36 .

Para a viga VT 3, submetida ao maior carregamento, tem-se o diagrama de corpo livre mostrado na Figura 18.

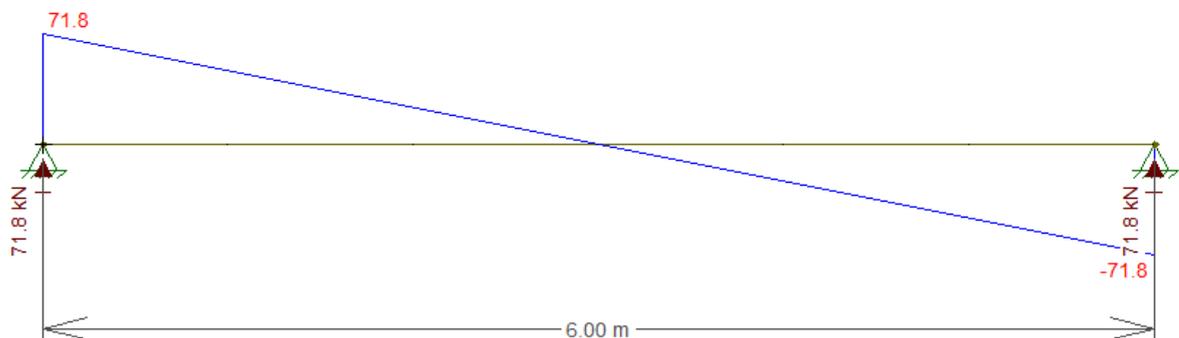
Figura 18 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT3 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 19 o diagrama de esforços cortantes.

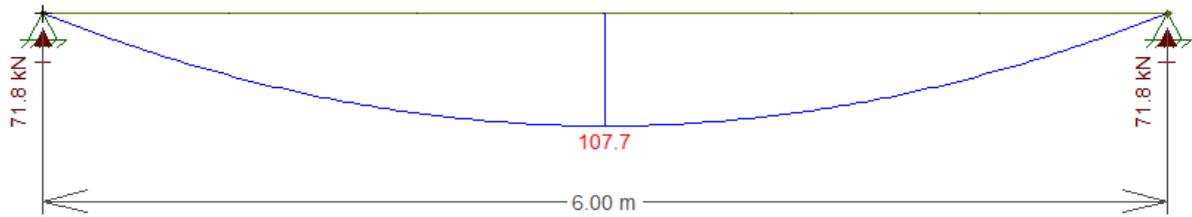
Figura 19 - Diagrama de esforços cortantes para a VT3 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 20 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores

Figura 20 - Diagrama de momentos fletores para a VT3 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Com isso, foi construída a Tabela 8, que é um quadro resumo com os dados obtidos a partir dos diagramas.

Tabela 8 – Tabela resumo dos valores dos esforços nas vigas.

	Reação vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
VT1	11,9	11,9	8,9
VT2	58,4	58,4	87,6
VT3	71,8	71,8	107,7

Fonte: Das autoras (2023).

As verificações foram feitas para para flexão simples reta e resistência às tensões tangenciais. Sabendo-se que as vigas são de seção retangular (15cm x 40 cm), e possuem as mesmas propriedades de resistência e características das treliças, é possível realizar as verificações dos perfis das vigas.

Primeiramente foram realizados os cálculos do momento de inércia, por meio da Equação 11 e módulo de resistência da seção transversal à direção paralela às fibras.

$$I_x = \frac{15 * 40^3}{12} = 80000 \text{ cm}^4$$

$$y_x = 20 \text{ cm}$$

$$W = \frac{80000}{20} = 4000 \text{ cm}^3$$

Considerando a viga tipo 3 (VT3), que é a viga submetida a esforços mais críticos, é verificada a seção transversal (15 x 40 cm), para flexão simples reta. Calculou-se o valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão.

$$\sigma_{M,d} = \frac{10770}{4000} = 2,693 \frac{kN}{cm^2}$$

Da Equação 19, tem-se o seguinte cálculo de verificação:

$$\left(\frac{26,93}{30} = 0,90 \right) < 1 \text{ OK!}$$

Posteriormente, realiza-se o cálculo da verificação da resistência às tensões tangenciais, para a VT3, usando a Equação 20.

$$\tau_d = 1,5 \frac{71,80}{15 \cdot 40} = 0,1795 \frac{kN}{cm^2} = 1,80 \text{ MPa} < 3,11 \text{ MPa ok!}$$

A fim de analisar a necessidade de verificação da flambagem lateral, calculou-se, de acordo com a Equação 21, a distância máxima entre os pontos de contenção lateral.

$$l_1 \leq \frac{13650}{11,11 \cdot 30} \cdot 15 = 614 \text{ cm}$$

Como os apoios estão a uma distância $l = 600 \text{ cm}$, em que também encontram-se as contenções, não há necessidade da verificação para flambagem lateral.

4.1.3.3 Cálculo para o carregamento nos pilares de madeira

Para as verificações de resistência do pilar, é admitido o pilar mais carregado, sendo este o pilar de extremidade que recebe carregamento de duas vigas VT1 e de uma viga VT3, além do carregamento do pilar superior. Este mesmo pilar está travado nas duas direções pelas vigas conectadas à ele.

Admitindo que o pilar possui dimensão de 30 cm x 30 cm, tem-se:

$$PP'_{\text{pilar}} = 0,30 \cdot 0,30 \cdot 3 \cdot 10 = 2,7 \text{ kN}$$

Aplicando o fator de combinação de peso próprio de estruturas pré-moldadas, tem-se:

$$F'_{d,pilar} = 1,3 * 2,7 = 3,510 \text{ kN}$$

Ainda, aplicando a reação vertical proveniente da treliça, juntamente com as terças e telhas, na combinação, é possível obter o carregamento total.

$$F'_{d,sup Total} = 3,510 + 3,434 = 6,944 \text{ kN}$$

No pilar do pavimento térreo tem-se o peso próprio e as reações das vigas VT1 e VT3, que estão na Tabela 9.

$$F'_{d,inf} = 3,510 + 71,8 + (2 * 11,9) = 99,11 \text{ kN}$$

$$F'_{d,inf Total} = 6,944 + 99,11 = 106,054 \text{ kN}$$

Para o pilar do primeiro pavimento, foram feitas verificações de estabilidade e esforço de compressão. Primeiramente, calculou-se os momentos de inércia do pilar quadrado 30 cm x 30 cm.

$$I_x = I_y = \frac{30^4}{12} = 67500,00 \text{ cm}^4$$

Posteriormente foi calculado o índice de esbeltez do pilar, considerando $K_E = 1,00$, com rotação livre.

$$L_0 = 1,00 * 300 = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{300}{\sqrt{\frac{67500}{30 * 30}}} = 34,65 < 140$$

Calculando os índices de esbeltez relativo, conforme Equação B.

$$\lambda_{rel} = \frac{34,65}{\pi} \sqrt{\frac{60}{0,7 * 19500}} = 0,732$$

Como os índices de esbeltez relativos são maiores que 0,3, é necessário verificar a segurança para estabilidade do pilar.

Calculando a tensão axial de acordo com a Equação 17, tem-se:

$$\sigma N_{c0,d} = \frac{6,944}{0,30 * 0,30} = 77,16 \frac{kN}{m^2}$$

Calculando o coeficiente k , tem-se:

$$k = 0,5 * [1 + 0,1 (0,732 - 0,3) + (0,732)^2] = 0,790$$

Calculando os coeficientes k_c , tem-se:

$$k_c = \frac{1}{0,790 + \sqrt{(0,790)^2 - (0,732)^2}} = 0,919$$

As verificações de estabilidade foram calculadas de acordo com a equação 15

$$\frac{77,16}{0,919 * 30000} = 0,003 < 1$$

Com isso, o pilar com seção transversal de 0,30 m x 0,30 m e 3 m de comprimento atende à verificação de estabilidade.

A verificação de resistência foi calculada de acordo com a Equação 18.

$$\left(\frac{77,16}{30000}\right)^2 = 6 * 10^{-6} < 1$$

Com isso, o pilar com seção transversal de 0,30 m x 0,30 m e 3 m de comprimento atende à solicitação de cálculo.

Para o pilar inferior mais solicitado, considerou-se $K_E = 0,80$, devido às condições de extremidade. As verificações quanto à estabilidade e esforço de compressão foram realizadas conforme procedimento de cálculo utilizado para o pilar mais solicitado do pavimento superior. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores obtidos para o pilar mais solicitado do pavimento inferior

L_0 (cm)	λ	λ_{rel}	$\sigma N_{c0,d}$ (kN/m ²)	k	k_c
240	27,72	0,585	1178,45	0,686	0,957

Fonte: Das autoras (2023).

Como o índice de esbeltez relativo resultou em valor maior que 0,3, foi necessário verificar a segurança para estabilidade do pilar, de acordo com a Equação 15.

$$\frac{1178,45}{0,957 * 30000} = 0,042 < 1$$

Com isso, o pilar atende à verificação de estabilidade. Quanto à verificação de resistência, foi realizado o cálculo de acordo com a Equação 18.

$$\left(\frac{1178,45}{30000}\right)^2 = 0,002 < 1$$

Desse modo, o pilar está verificado, atendendo também à solicitação de cálculo.

Na Tabela 10 são apresentadas as reações de apoio das cargas atuantes e os carregamentos totais dos pilares de madeira.

Tabela 10 - Carregamento total nos pilares do galpão de estrutura de madeira.

Pilares	Cargas atuantes	Reação (kN)	Carregamento Total (kN)
P1, P5, P6 e P10	Treliça	3,434	80,76
	VT1	11,9	
	VT2	58,4	
	2 x Peso próprio	7,02	
P2, P3, P4, P7, P8 e P9	Treliça	3,434	106,06
	2 x VT1	23,8	
	VT3	71,8	
	2 x Peso próprio	7,02	

Fonte: Das autoras (2023).

Com os carregamentos que chegam até a base dos pilares, é possível fazer a planta de cargas dos pilares.

4.1.3.4 Planta de cargas dos pilares

Seguindo as cargas dos pilares que se encontram na Tabela 9, foi feita a planta de cargas dos pilares de madeira, apresentada nas Figura 99 e 100 no Apêndice C .

Com as plantas de carga é possível realizar a comparação dos sistemas construtivos em relação à resistência.

4.2 Comparação entre os sistemas construtivos em estudo

Inicialmente, foi calculado o peso total da estrutura de madeira, como apresentado na Tabela 11.

Tabela 11 – Peso total da estrutura de madeira.

Elementos	Quantidade	Dimensão (cm) b x h	Compriment o (cm)	Volume (cm ³)	Peso (kg) 0,001 x Vol.
Terça	7	6 x 12	1200	604800	604,8
Treliça	5	6 x 12	2370	853200	853,2
VT1	2	15 x 40	1200	1440000	1440,0
VT2	2	15 x 40	600	720000	720,0
VT3	3	15 x 40	600	1080000	1080,0
Pilares	10	30 x 30	600	5400000	5400,0
Peso total da estrutura de madeira					10098,0

Fonte: Das autoras (2023).

Posteriormente, a fim de comparar com o peso total da estrutura de madeira, obteve-se o peso da estrutura metálica, contendo as terças, treliças, vigas e pilares, como mostra a Tabela 12.

Tabela 12 – Peso total da estrutura metálica.

Elemento	Quantidade	Comprimento/ altura (cm)	Peso (kg/cm)	Peso total (kg)
Terças	7	1200	0,093	781,2
Treliças	5	2104	0,093	978,36
Vigas VT1	2	1200	0,180	432,00
Vigas VT2	2	600	0,327	392,40
Vigas VT3	3	600	0,327	588,60
Pilares	10	1200	0,530	6360,00
Peso total da estrutura metálica				9532,56

Fonte: Das autoras (2023).

A partir dos dados apresentados nas tabelas 11 e 12, pode-se perceber que o peso da estrutura metálica é inferior, correspondendo a 94,40% da estrutura de madeira. Apesar de no cálculo do peso da treliça de madeira ser considerado o beiral de 1 metro para cada lado, resultando em um peso de 1,44 kg a mais que na treliça metálica, ainda assim o sistema

construtivo de perfis metálicos possui menor peso total. Isso se deve aos perfis adotados para cada material, visto que as peças de madeira são maciças e robustas, diferentemente dos elementos de aço.

Com o intuito de comparar os valores das cargas que chegam até a base dos pilares metálicos e de madeira, foi criada a Tabela 13.

Tabela 13 - Comparação das cargas atuam na base dos pilares.

	Metálica (kN)	Madeira (kN)	Metálica/Madeira
P1	75,35	80,76	93,30%
P2	99,78	106,06	94,08%
P3	99,78	106,06	94,08%
P4	99,78	106,06	94,08%
P5	75,35	80,76	93,30%
P6	75,35	80,76	93,30%
P7	99,78	106,06	94,08%
P8	99,78	106,06	94,08%
P9	99,78	106,06	94,08%
P10	75,35	80,76	93,30%
MÉDIA			93,77%

Fonte: Das autoras (2023).

Analisando os resultados obtidos para a relação de cargas da estrutura metálica e de madeira, confirma-se novamente que a estrutura de madeira transmite ao solo cargas maiores que a estrutura metálica, mesmo que dessa vez sejam considerados também os carregamentos aos quais a estrutura está submetida. A média calculada mostra que as cargas da estrutura metálica que chegam até o topo da fundação, correspondem a 93,77% das intensidades das cargas dos pilares de estrutura de madeira.

Foi realizada também, uma análise entre os valores de resistência e solicitação de esforços dos elementos construtivos. Para o cálculo da resistência da madeira relativo ao momento fletor, calculou-se o valor de cálculo da resistência pelo módulo de resistência da seção transversal. Já para o esforço cortante, a resistência de cálculo foi multiplicada por 1,5 vezes a área da seção transversal. Os dados estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Solicitação e resistência dos elementos metálicos e de madeira.

Elemento	Esforço	Resistência		Solicitação	
		Metálica	Madeira	Metálica	Madeira
Barra Treliça	Tração (kN)	373,22	216,00	9,070	12,998
	Compressão (kN)	194,82	216,00	9,115	7,662
Viga Tipo 1	Momento Fletor (kN.cm)	4372,09	12000	825,00	890,0
	Esforço Cortante (kN)	166,99	279,9	10,99	11,90
Viga Tipo 2	Momento Fletor (kN.cm)	15220,77	12000	8581,00	8760,0
	Esforço Cortante (kN)	388,74	279,9	57,21	58,40
Viga Tipo 3	Momento Fletor (kN.cm)	15220,77	12000	10597,00	10770,00
	Esforço Cortante (kN)	388,74	279,9	70,65	71,80
Pilar de extremidade	Compressão (kN)	2029,69	2700,0	99,78	106,06
Pilar de canto	Compressão (kN)	2029,69	2700,0	75,35	80,76

Fonte: Das autoras (2023).

A Tabela 15 mostra a relação solicitação por resistências das estruturas metálica e de madeira.

Tabela 15 - Relação solicitação/resistência para a estrutura metálica e de madeira.

Elemento	Esforço	Relação solicitação/resistência	
		Galpão metálico	Galpão de madeira
Barra Treliça	Tração	2,70%	6,02%
	Compressão	5,05%	3,55%
Viga Tipo 1	Momento Fletor	18,87%	7,42%
	Esforço Cortante	6,58%	4,25%
Viga Tipo 2	Momento Fletor	56,38%	73,00%
	Esforço Cortante	14,72%	20,86%
Viga Tipo 3	Momento Fletor	69,62%	89,75%
	Esforço Cortante	18,17%	25,65%

Pilar de extremidade	Compressão	4,92%	3,93%
Pilar de canto	Compressão	3,71%	2,99%

Fonte: Das autoras (2023).

Com os resultados expostos nas tabelas 14 e 15, é possível observar um maior aproveitamento da resistência quanto às vigas VT2 e VT3, enquanto que, para os demais elementos estruturais, poderiam ser utilizados perfis com valores mais próximos às solicitações. Dessa forma, nota-se a ocorrência de um superdimensionamento para ambas as estruturas, não comprometendo o objetivo de comparação desse trabalho.

5 CONCLUSÃO

O presente trabalho consistiu no dimensionamento da estrutura de uma edificação em madeira, conservando a arquitetura e a posição dos elementos de um projeto em estrutura metálica já existente, para comparação dos dois sistemas construtivos. Foram analisadas as diferenças quanto à resistência, ao peso e às cargas que chegam no topo da fundação.

A partir dos resultados obtidos para a edificação em madeira e após a realização das comparações, foi possível observar que a estrutura metálica apresentou menores resultados de peso total, correspondendo a 94,40% da edificação de madeira, e de cargas transmitidas à fundação, com média de 93,77% do outro sistema estrutural em estudo. Desse modo, analisando esses dados juntamente com os obtidos para solicitação e resistência de cada elemento, concluiu-se que ambos os materiais apresentaram resultados satisfatórios e atendem ao proposto de maneira muito semelhante.

Em vista disso, o estudo revelou-se significativo ao demonstrar que, dependendo do benefício que estiver sendo almejado, cada método construtivo pode ser considerado como ideal. Também é possível combinar ambos os materiais em uma estrutura mista de metal e madeira e serem aproveitadas as vantagens de cada um dos sistemas.

Como sugestões para futuros trabalhos, tem-se a otimização dos elementos estruturais, visto que poderiam ser utilizados perfis com valores de resistência mais próximos às solicitações e a realização da verificação dos perfis em Estado Limite de Serviço (ELS). Além disso, sugere-se ainda o dimensionamento das fundações para análise completa das cargas, quantitativos e custo das estruturas propostas.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190-1: Projeto de estrutura de madeira Parte 1: Critérios de dimensionamento. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2006. ENGEL, Heino **Sistemas de Estructuras**. Barcelona: Editorial Gustavo Gili, 1988.

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

EXAME. **Edifícios de madeira revolucionam construção civil**. 2021. Disponível em <https://exame.com/negocios/edificios-de-madeira-revolucionam-construcao-civil/>. Acesso em: 12 de nov. de 2022.

FONSECA, Antonio Carlos da; PINHEIRO, Bragança. **Estrutura metálica**: cálculos, detalhes, exercícios e projetos . 2..ed. rev. ampli. ed. São Paulo : Blucher, 2005.

JUNIOR, Carlito Calil Junior; BRITO, Leandro Dussarrat. **Manual de projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento**. São Carlos, 2010

GOMES, Maria Idália da Silva. **Estudo e análise de treliças**. 2016. Lisboa: Instituto Politécnico Lisboa, 2016. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Maria-IdaliaGomes/publication/301298120_Estudo_e_Analise_de_Trelicas/links/5710e65608ae846f4ef05472/Estudo-e-Analise-de-Trelicas.pdf>. Acesso em: 01 dez. de 2022.

HULEK C. et al. **AS VANTAGENS DO PILAR MISTO (AÇO-CONCRETO) EM RELAÇÃO AO PILAR CONVENCIONAL, COMPARANDO O GANHO DE PILARES E VÃOS NA EDIFICAÇÃO**. Anais do 20º Simpósio de TCC do Centro Universitário ICESP. 2020.

INABA, Roberto. **Construções Metálicas**: O uso na Construção Civil. Artigo Técnico. Portal Metálica, 2017. Disponível em: <https://metalica.com.br/construcoes-metalicas-o-uso-do-aco-na-construcao-civil-4/>. Acesso em: 13 jan de 2023

ITA CONSTRUTORA. **Galpão Agrícola**. Vargem Grande: ITA CONSTRUTORA, 2022. Disponível em: https://www.itaconstrutora.com.br/?post_type=portfolio&portfolio_taxono-my=residencia-unifamiliar/. Acesso em: 14 jan. 2023.

LIMA, Lucas Galaverna Minganti de Barros. **Vila Viva**: uso da madeira e seu comprometimento ecológico. Trabalho de conclusão de curso. Centro Universitário Senac, São Paulo, 2019. Disponível em: https://issuu.com/senacbau_2015/docs/vila_viva_issuu. Acesso em: 04 nov. 2022.

MAIOR, Paulo Martin Souto. **Nos caminhos do ferro: Construções e manufaturas no Recife.** Pernambuco: Cepe editora, 2015.

MELO, Paula Rodrigues. **Pré-dimensionamento de estrutura de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/bitstream/123456789/14186/1/Paula%20Rodrigues.pdf>. Acesso em: 07 fev. 2023.

METFORM. **Catalogo Telha-fôrma (steel deck).** Belo Horizonte: Metform, 2019. Disponível em: <https://metform.com.br/wp-content/uploads/2022/08/Cata%CC%81logo-Steel-Deck-Ed.-2019.pdf>. Acesso em: 08 jan. 2022.

METFORM. **Catalogo Telhas de aço.** Belo Horizonte: Metform, 2019. Disponível em: <https://metform.com.br/wp-content/uploads/2022/08/Cata%CC%81logo-Telha-Ed.-2019.pdf>. Acesso em: 08 jan. 2022.

PEREIRA, Antonio Franco. **Madeiras brasileiras: guia de combinação e substituição.** 2.ed. São Paulo: Blucher, 2013.

PEREIRA, Caio. **Estrutura Metálica: Processo executivo, vantagens e desvantagens.** Escola Engenharia, 2018. Disponível em: <https://www.escolaengenharia.com.br/estrutura-metalica/>. Acesso em: 07 de nov. de 2022.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estrutura de madeira.** 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 224 p. ISBN 978-85-216-1385-5.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura.** São Paulo: Zigurate Editora, 2000.

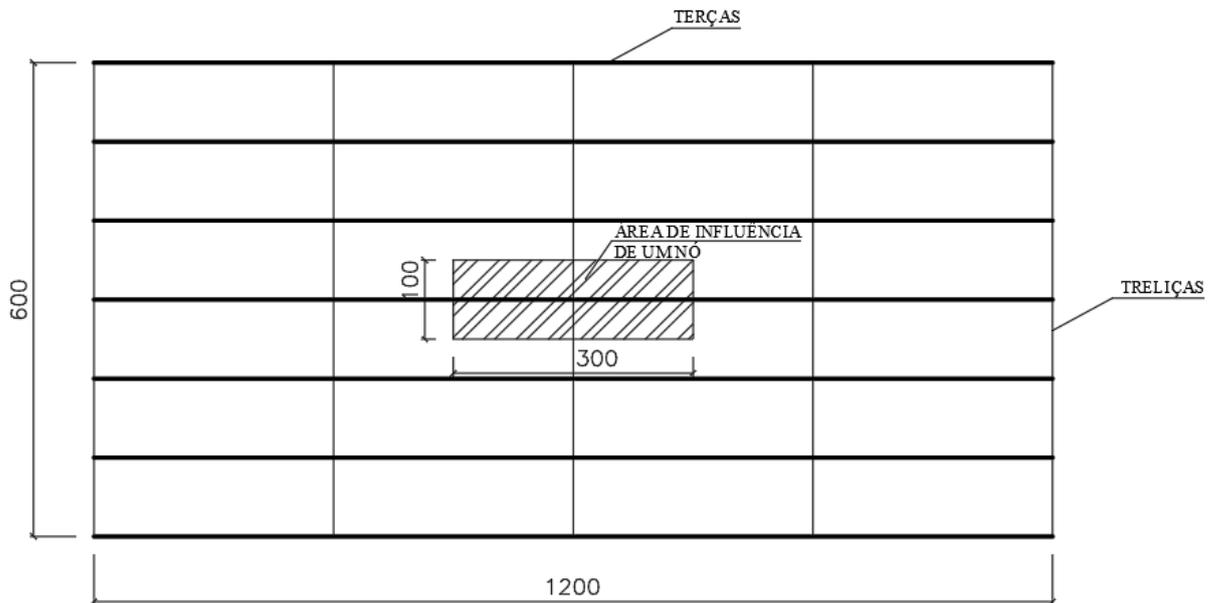
SEWARD, Derek. **Understanding Structures: Analysis, Materials, Design.** 3.ed. Londres: Palgrave Macmillian, 2003. **STRUCTURAÇÃO. Viga W e Viga I: há diferença?** Blog Structuração, 2022. Disponível em: <https://www.structuraco.com/diferenca-entre-viga-i-e-w/>. Acesso em: 20 fev. 2023.

APÊNDICES A - PROJETO DO GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA

Carregamento no nó central da treliça metálica

Para calcular as cargas permanentes e variáveis atuantes na treliça do galpão metálico, utiliza-se o peso próprio das telhas, a sobrecarga de utilização, a ação do vento e o peso próprio dos perfis, considerando a área de influência de um nó da treliça, como mostra a Figura 21.

Figura 21 - Área de influência de um nó da treliça metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Com os dados de peso próprio das terças e telhas e com as áreas e comprimentos de influências delas, pode-se calcular a carga permanente do telhado ($G_{telhado}$), utilizando a Equação 23.

$$G_{telhado} = PP_{telhas} * A_{influência} + PP_{terças} * L_{influência} \quad (23)$$

Em que,

$G_{telhado}$: Carga permanente do telhado;

$PP_{terças}$: Peso próprio das terças;

$A_{influência}$: Área de influência;

$L_{influência}$: Comprimento da terça na área de influência.

É necessário também considerar a atuação da sobrecarga característica mínima (q_{uti}) no telhado, de 0,25 kN/m², que engloba as cargas decorrentes de instalações elétricas e pequenas peças fixadas na cobertura. Para o cálculo da carga variável (Q_{uti}) devido à sobrecarga mínima que atua sobre o nó, foi utilizada a Equação 24:

$$Q_{uti} = q_{uti} * A_{influência} \quad (24)$$

O peso próprio da treliça ($PP_{treliça}$) é encontrado por meio da Equação 25, considerando o peso próprio das barras que a compõem (PP_{barras}), de 0,093 kN/m, conforme especificação do perfil utilizado, exposto na Tabela 3.

$$PP_{treliça} = PP_{barras} * L_{influência} (barras) \quad (25)$$

$PP_{treliça}$: peso próprio da treliça;

PP_{barras} : peso próprio das barras;

$L_{influência} (barras)$: Comprimento de influência das barras sobre o nó.

Para o cálculo do carregamento varável proveniente do vento (Q_{vento}), utilizou-se a Equação 26, a partir da carga variável do vento (q_{vento}) obtida com auxílio do software VisualVentos.

$$Q_{vento} = q_{vento} * L_{influência} \quad (26)$$

Em que:

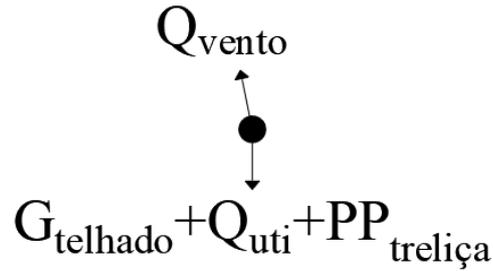
Q_{vento} : carregamento varável proveniente do vento;

q_{vento} : carga variável do vento

$L_{influência}$: comprimento de influência.

Com esses dados é possível obter a configuração das cargas nos nós da treliça, como apresentado na Figura 22.

Figura 22 - Carregamento no nó mais solicitado da treliça.



Fonte: Das autoras (2023).

Para a análise da estrutura no estado limite último, tem-se na Equação 27 a combinação última normal, na qual os esforços que solicitam as treliças e as vigas são multiplicados pelos coeficientes de ponderação.

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} F_{Qj,k}) \right] \quad (27)$$

F_d : valor de cálculo das ações para combinação última;

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

$F_{Q1,k}$: valor característico da ação variável principal;

γ_{gi} : coeficiente de ponderação para ações permanentes (Tabela 1 da NBR 8800/2008);

$\gamma_{q1}\gamma_{qj}$: coeficientes de ponderação para ações variáveis (Tabela 1 da NBR 8800/2008);

ψ_{0j} : fator de redução de combinação para ações variáveis (Tabela 2 da NBR 8800/2008).

Admite-se situação duradoura de projeto, combinação última normal e carregamento de longa duração, utilizando os coeficientes de ponderação $\gamma_{gi} = 1,25$ (peso próprio de estrutura metálica); $\gamma_{gi} = 1,35$ (peso próprio de estruturas moldadas no local) para a laje; $\gamma_{gi} = 1,50$ (peso próprio de elementos construtivos em geral) para a parede; $\gamma_{q1} = 1,5$ (Ações variáveis em geral); $\psi_{0j} = 0,5$ (Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas), $\psi_{0j} = 0,6$ (pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral) e o parâmetro 0,75 como redutor para a ação do vento.

Com os valores das combinações aplicados nos nós da treliça e com o auxílio do *software* Ftool, é possível obter o Diagrama de Esforços Normais (DEN).

As verificações de Estado Limite Último (ELU) são feitas devido à compressão e tração axial e à esbeltez da peça.

As barras das treliças são consideradas bi-engastadas, resultando no coeficiente de flambagem à flexão (k_y) igual a 0,65, conforme estabelecido na NBR8800/2008. O índice de esbeltez das barras comprimidas (λ_y) é obtido por meio da Equação 28 e não deve ser superior a 200.

$$\lambda_y = \frac{k_y * L_y}{r_y} \quad (28)$$

Sendo,

k_y : coeficiente de flambagem;

L_y : comprimento destravado em y;

r_y : raio de giração na direção y.

As barras submetidas à força axial de compressão cujas relações entre largura e espessura da seção transversal não superam o valor limite estabelecidos pela Equação 29, têm o fator de redução total associado à flambagem local (Q) igual a 1,0.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (29)$$

Em que,

b : largura da seção transversal;

t : espessura da seção transversal;

E : módulo de elasticidade;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Com relação à flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y, tem-se pela Equação 30 a força axial de flambagem elástica ($N_{e,y}$).

$$N_{e,y} = \frac{\pi^2 * E * I_y}{(k_y * L_y)^2} \quad (30)$$

Sendo,

$N_{e,y}$: força axial de flambagem elástica (eixo central de inércia y);

E: módulo de elasticidade;
 k_y : coeficiente de flambagem;
 I_y : momento de inércia em y;
 L_y : comprimento destravado em y.

O índice de esbeltez reduzido (λ_0) é obtido por meio da Equação 31.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q \cdot A_g \cdot f_y}{N_{e,y}}} \quad (31)$$

Em que,

λ_0 : índice de esbeltez reduzido;
 Q : fator de redução total associado à flambagem local;
 A_g : área bruta da seção transversal;
 f_y : resistência ao limite de escoamento;
 $N_{e,y}$: força axial de flambagem elástica.

Para os casos em que $\lambda_0 < 1,5$, utiliza-se a Equação 32 para o fator de redução associado à resistência à compressão (χ).

$$\chi = 0,65^{\lambda_0^2} \quad (32)$$

Com,

χ : fator de redução associado à resistência à compressão.

A força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) de uma barra associada aos estados-limite últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local é determinada pela Equação 33:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi \cdot Q \cdot A_g \cdot f_y}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

Sendo,

χ = fator de redução associado à resistência à compressão;
 Q : fator de redução total associado à flambagem local;
 A_g : área bruta da seção transversal;
 f_y : resistência ao limite de escoamento;
 γ_{a1} : coeficiente de segurança, igual a 1,1.

Já para as barras tracionadas, a força axial resistente de cálculo ($N_{t,Rd}$) é encontrada por meio da equação 34.

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g * f_y}{\gamma_{a1}} \quad (34)$$

Em que,

A_g : área bruta da seção transversal;

f_y : resistência ao limite de escoamento;

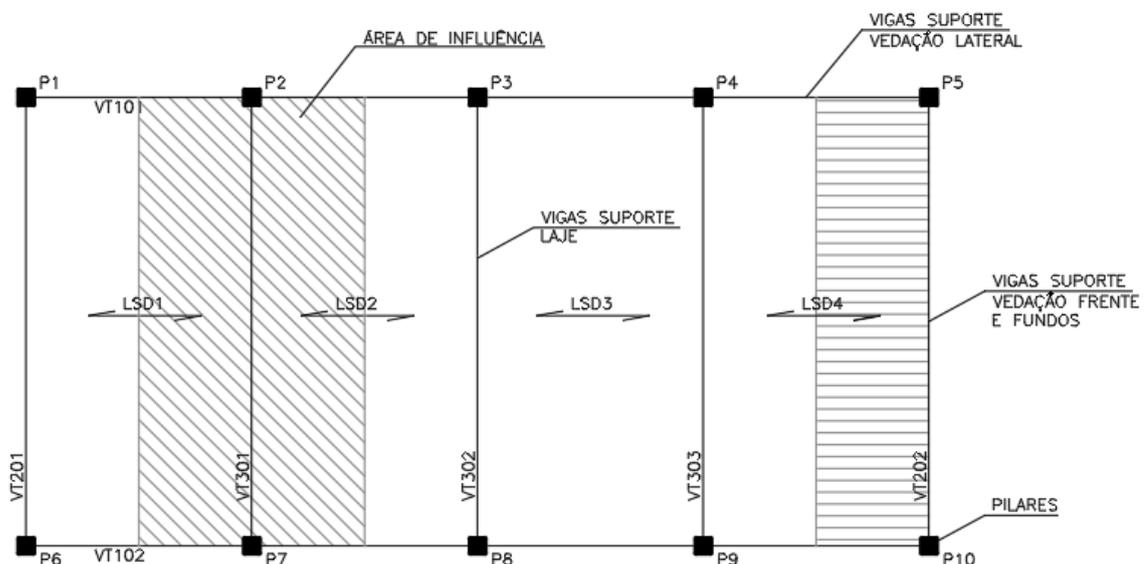
γ_{a1} : coeficiente de segurança.

Desse modo, por meio da realização dos cálculos citados anteriormente, é possível verificar se o perfil estabelecido para as barras da treliça metálica é compatível para suportar os carregamentos que a solicitam.

Carregamento nas vigas metálicas

As vigas de suporte para vedação frente e fundos (VT2) possuem menor área de influência da laje que as vigas de suporte para laje (VT3), que têm maior área de influência, conforme demonstrado na Figura 23.

Figura 23 - Áreas de influência das lajes.



Fonte: Das autoras (2023).

Para o cálculo das cargas permanentes das vigas tipo 1, 2 e 3, foram utilizadas as equações 35, 36 e 37, respectivamente:

$$G_{VT1} = PP_{Blocos} * h_{parede} + PP_{viga} \quad (35)$$

$$G_{VT2} = PP_{Blocos} * h_{parede} + \frac{PP_{laje} * A_{influência}}{L} + PP_{viga} \quad (36)$$

$$G_{VT3} = \frac{PP_{laje} * A_{influência}}{L} + PP_{viga} \quad (37)$$

Em que,

G_{VT1} : carga permanente da viga tipo 1;

G_{VT2} : carga permanente da viga tipo 2;

G_{VT3} : carga permanente da viga tipo 3;

PP_{Blocos} : peso próprio dos blocos cerâmicos com revestimento em uma face;

h_{parede} : altura da parede sobre a viga.

Para o cálculo da carga variável que atua nas vigas VT2 e VT3 ($Q_{VT2/3}$), proveniente da sobrecarga de utilização (SC_{uti}) da laje, tem-se a Equação 31.

$$Q_{VT2/3} = \frac{SC_{uti} * A_{influência}}{L} \quad (38)$$

Sendo,

$Q_{VT2/3}$: carga variável proveniente da sobrecarga que atua nas vigas VT2 e VT3;

SC_{uti} : sobrecarga de utilização.

Posteriormente, foram calculadas as combinações de ações atuantes nas vigas, de acordo com a Equação 27, e plotados os diagramas DCL, DEC E DMF, para que fossem realizados os cálculos para verificação.

Quanto às verificações dos perfis estabelecidos para as vigas, inicialmente a NBR8800:2008 estabelece a distância máxima entre os pontos de contenção lateral (L_p) para que uma viga seja considerada contida lateralmente, obtida por meio da Equação 39.

$$L_p = 1,76 * r_y * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (39)$$

Com,

r_y : raio de giração na direção y;

E: módulo de elasticidade;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Dessa forma, para evitar a flambagem lateral da mesa comprimida e a possível ruína, é necessário prever dispositivos enrijecedores, em que a quantidade é estabelecida utilizando a Equação 40, para que a distância entre os pontos de contenção lateral (L_b) seja limitada, conforme a Equação 41.

$$n = \frac{L_0}{L_p} \quad (40)$$

Em que,

n : número de dispositivos enrijecedores;

L_0 : comprimento da viga;

L_p : distância máxima entre os pontos de contenção lateral.

$$L_b = \frac{L_0}{n} \quad (41)$$

Sendo,

L_b : distância utilizada entre os pontos de contenção lateral.

Para obtenção do momento fletor resistente de cálculo e assim poder compará-lo ao momento fletor solicitante da viga, inicialmente é feita a verificação da flambagem da alma (FLA), calculando a esbeltez por meio das equações 42 e 43:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (42)$$

Em que,

λ : parâmetro de esbeltez da alma;

h : altura da alma do perfil;

t_w : espessura da alma do perfil.

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (43)$$

Sendo,

λ_p : parâmetro de esbeltez de plastificação da alma;

E : módulo de elasticidade;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Para os casos em que $\lambda < \lambda_p$, admite-se que a alma é compacta quanto ao estado limite de flambagem da alma (FLA).

É necessário também realizar a verificação da flambagem local das mesas (FLM), calculando a esbeltez utilizando as equações 44 e 45:

$$\lambda = \frac{b}{2 * t_f} \quad (44)$$

Com,

λ : parâmetro de esbeltez da mesa;

b : largura da aba do perfil;

t_f : espessura da aba do perfil.

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (45)$$

Em que,

λ_p : parâmetro de esbeltez de plastificação da mesa;

E : módulo de elasticidade;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Para os casos em que $\lambda < \lambda_p$, admite-se que a mesa é compacta quanto ao estado limite de flambagem local das mesas (FLM).

Para alma e mesas compactas, utiliza-se a Equação 46 para o cálculo do Momento Resistente de Cálculo (M_{rd}).

$$M_{rd} = \frac{Z_x * f_y}{1,1} \quad (46)$$

Sendo,

Z_x : módulo de resistência plástico;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

A verificação quanto à flambagem lateral com torção (FLT) não é necessária para esse caso de estudo, visto que a viga está completamente contida pela laje e considera-se que está devidamente fixada.

Conforme especificado na NBR 8800:2008, por segurança calcula-se também o momento resistente máximo ($M_{rd(máx)}$), conforme a Equação 47.

$$M_{rd(máx)} = \frac{1,5 * W_x * f_y}{1,1} \quad (47)$$

Em que,

W_x : módulo de resistência mínimo elástico da seção relativo ao eixo de flexão;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Já para a verificação quanto à força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), tem-se que, para almas com dispositivos enrijecedores, é permitido utilizar o valor do coeficiente k_v igual a 0,5, desde que a distância entre dois enrijecedores transversais adjacentes (a) dividida pela altura da alma (h) seja maior que 3.

Assim, tem-se a Equação 48, relativa ao parâmetro de esbelte de plastificação (λ_p), e a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), obtida por meio da Equação 49.

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (48)$$

Sendo,

E : módulo de resistência plástico;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

$$V_{rd} = \frac{0,6 * f_y * A_w}{1,1} \quad (49)$$

Em que,

A_w : área da alma;

f_y : resistência ao limite de escoamento.

Desse modo, por meio da realização dos cálculos citados anteriormente, é possível verificar se os perfis estabelecidos para as vigas são suficientes para suportar os carregamentos que a solicitam e resistir aos esforços gerados.

Carregamento nos pilares metálicos

Para o cálculo do peso próprio dos pilares (PP_{pilar}) foi utilizada a Equação 50, considerando o peso próprio por metro linear de pilar (pp_{pilar}), de 0,53 kN/m, conforme especificação do perfil utilizado, exposto na Tabela 3.

$$PP_{pilar} = h_{pilar} * pp_{pilar} \quad (50)$$

PP_{pilar} : peso próprio do pilar;

h_{pilar} : altura do pilar;

pp_{pilar} : peso próprio por metro linear de pilar.

Para os pilares, a verificação foi realizada seguindo o mesmo método utilizado para as barras comprimidas da treliça. Para o índice de esbeltez reduzido (λ_0), considerado na direção que possui o maior valor, tem-se a Equação 51.

$$\lambda_0 = \frac{k_y * L_y}{r_y * \pi} * \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (51)$$

Para o fator de redução relativo à flambagem local dos elementos AL (Q_S), tem-se a Equação 52.

$$Q_S = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (52)$$

Para as barras submetidas à força axial de compressão cuja relação h/t_w é menor que o limite estabelecido pela Equação 53, o fator de redução associado à flambagem local dos elementos AA (Q_A) é igual a 1,0.

$$\left(\frac{h}{t_w}\right) \lim = 1,49 * \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (53)$$

O fator de redução total associado à flambagem local (Q) é obtido pela Equação 54.

$$Q = Q_S * Q_A \quad (54)$$

Por fim, a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) foi determinada utilizando a Equação 34.

Carregamento no nó central da treliça metálica

Para o galpão metálico, foram utilizadas terças de perfil U 102 x 9,3 kg/m. Aplicando as condições de carregamento e considerando um nó central, por ser mais solicitado, é possível calcular as cargas permanentes e variáveis atuantes no nó da treliça.

$$PP_{telhas} = 0,06 \frac{kN}{m^2}$$

$$PP_{terças} = 0,093 \frac{kN}{m}$$

$$q_{uti} = 0,25 \frac{kN}{m^2}$$

$$A_{\text{influência}} = 3,0 \text{ m}^2$$

$$L_{\text{influência}} = 3,0 \text{ m}$$

Aplicando a Equação 23, tem-se para a carga permanente do telhado (G_{telhado}):

$$G_{\text{telhado}} = 0,06 * 3 + 0,093 * 3$$

$$G_{\text{telhado}} = 0,46 \text{ kN}$$

E para a carga de utilização (Q_{uti}), utilizando a Equação 24:

$$Q_{\text{uti}} = 0,25 * 3$$

$$Q_{\text{uti}} = 0,75 \text{ kN}$$

A partir do comprimento de influência de cada barra da treliça que chega ao nó mais solicitado, obtido com auxílio do software AutoCAD, e considerando o peso próprio das barras (PP_{barras}) definido pelo perfil utilizado (U 102 x 9,3 kg/m), pode-se calcular o peso próprio da treliça ($PP_{\text{treliça}}$), utilizando a Equação 25, e o carregamento do vento (Q_{vento}), por meio da Equação 26.

$$PP_{\text{barras}} = 0,093 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$PP_{\text{treliça}} = 0,093 * [2 * (0,50 + 0,56) + 0,25]$$

$$PP_{\text{treliça}} = 0,23 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{vento}} = -1,54 * 1$$

$$Q_{\text{vento}} = -1,54 \text{ kN}$$

Para as combinações de esforços das treliças, tem-se F_{d1} , F_{d2} , F_{d3} e F_{d4} , obtidas por meio da Equação 27:

Combinação 1: para esforços desfavoráveis, considerando o vento como ação variável principal e $\psi_{0j} = 0,5$.

$$F_{d1} = 1,25 * (0,46 + 0,23) + 1,50 * [(0,75) * (-1,54 \cos 6) + (0,5 * 0,75)]$$

$$F_{d1} = -0,299 \text{ kN}$$

Combinação 2: para esforços desfavoráveis, admitindo a sobrecarga de utilização como ação variável principal, sendo assim $\psi_{0j} = 0,6$ (Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral).

$$F_{d2} = 1,25 * (0,46 + 0,23) + 1,50 * [0,75 + 0,6 * (-1,54\cos6)]$$

$$F_{d2} = 0,610 \text{ kN}$$

Combinação 3: para esforços favoráveis, admitindo a sobrecarga de utilização como ação variável principal, sendo assim $\psi_{0j} = 0,6$ (Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral).

$$F_{d3} = 1,0 * (0,46 + 0,23) + 1,50 * [(0,75) * (-1,54\cos6) + (0,5 * 0,75)]$$

$$F_{d3} = -0,471 \text{ kN}$$

Combinação 4: para esforços desfavoráveis, admitindo somente a carga permanente.

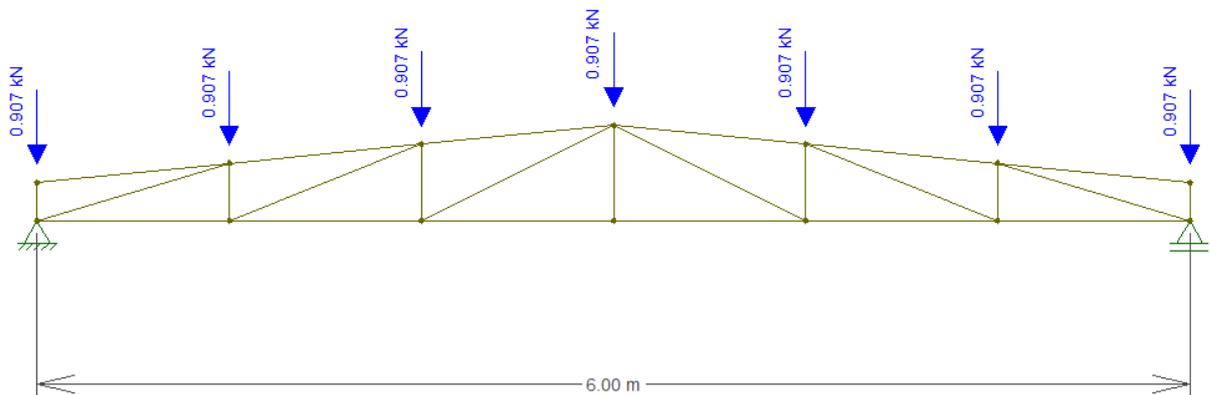
$$F_{d4} = 1,25 * (0,46 + 0,23)$$

$$F_{d4} = 0,863 \text{ kN}$$

Considerando a combinação mais crítica para a treliça, $F_{d4} = 0,863 \text{ kN}$, tem-se após o acréscimo de 5% da solicitação referente às ligações, o carregamento de $F_{d4} = 0,907 \text{ kN}$.

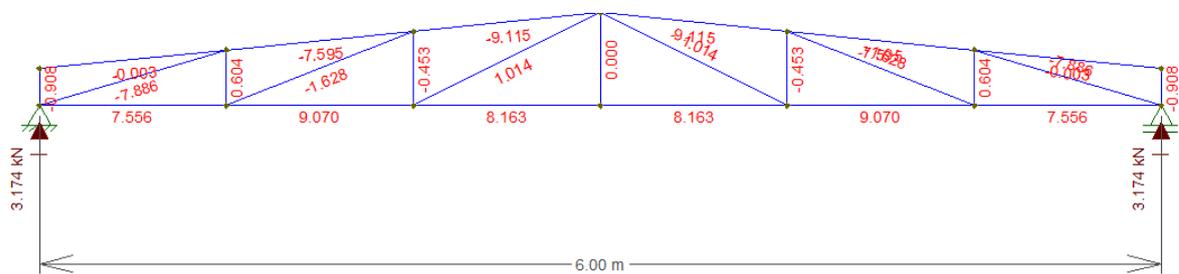
Aplicando a carga combinada (F_{d4}) nos nós da treliça, como demonstrado na Figura 24, é possível observar, por meio do diagrama de esforço normal, apresentado na Figura 25, as barras mais comprimidas e tracionadas.

Figura 24 - Diagrama de Corpo Livre (DCL) da treliça metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

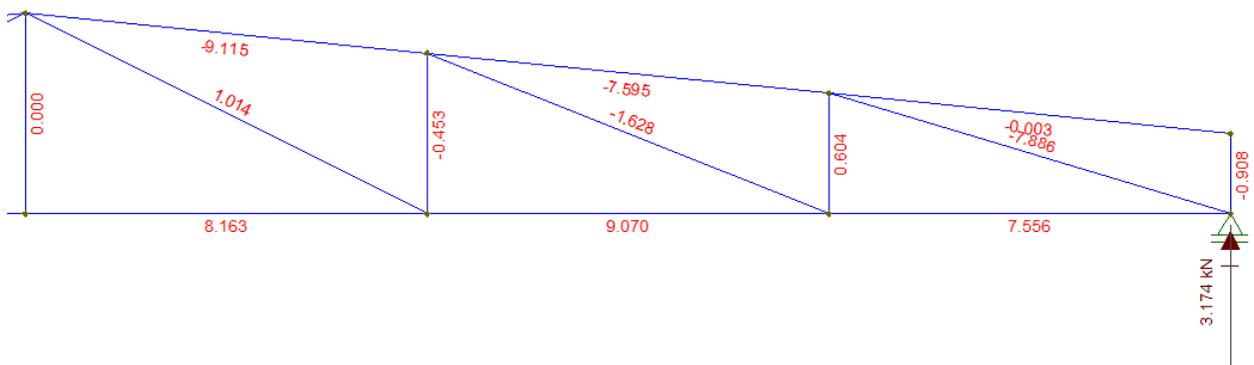
Figura 25 - Diagrama de Esforços Normais (DEN) da treliça metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

A figura 26 contém a imagem ampliada da Figura 25, em que é possível observar com mais clareza as máximas tensões atuantes de compressão e tração.

Figura 26 – Imagem ampliada do DEN da treliça metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Dessa forma, com o DEN, é possível notar que a barra mais comprimida possui esforço de compressão igual a 9,115 kN e, a barra mais tracionada, esforço de tração igual a 9,070 kN.

Para a verificação da barra mais comprimida, inicialmente foi obtido o índice de esbeltez (λ_y), utilizando a Equação 28:

$$\lambda_y = \frac{0,65 * 100}{1,14}$$

$$\lambda_y = 57,02 < 200 \quad \text{ok!}$$

Por meio da Equação 29 tem-se o limite para a relação entre largura e espessura da seção transversal.

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 24,08$$

Para o perfil, a relação b_f/t é igual a 5,57, menor que 24,08. Portanto, o fator de redução total associado à flambagem local (Q) é igual a 1.

Tem-se pela Equação 30 a força axial de flambagem elástica ($N_{e,y}$):

$$N_{e,y} = \frac{\pi^2 * 20000 * 15,50}{(0,65 * 100)^2} = 724,16 \text{ kN}$$

O índice de esbeltez reduzido (λ_0) é obtido por meio da Equação 31:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{1,0 * 11,90 * 34,5}{724,16}} = 0,753$$

Para os casos em que $\lambda_0 < 1,5$, utiliza-se a Equação 32 para o fator de redução associado à resistência à compressão (χ).

$$\chi = 0,65^{0,753^2} = 0,522$$

A força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) é determinada pela Equação 33:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,522 * 1,0 * 11,90 * 34,5}{1,1} = 194,82 \text{ kN}$$

Como $(N_{c,Rd} = 194,82 \text{ kN}) > (N_{c,Sd} = 9,115 \text{ kN})$, o perfil está verificado!

Já para as barras tracionadas, a força axial resistente de cálculo $(N_{t,Rd})$ é encontrada por meio da Equação 34.

$$N_{t,Rd} = \frac{11,90 * 34,5}{1,1} = 373,22 \text{ kN}$$

Como $(N_{t,Rd} = 373,22 \text{ kN}) > (N_{t,Sd} = 9,070 \text{ kN})$, o perfil está verificado!

Cálculo do carregamento nas vigas metálicas

Para o cálculo das cargas permanentes das vigas, considerando o peso próprio definido pelos perfis que as compõem, apresentados na Tabela 4, foram utilizadas as equações 35, 36 e 37.

$$G_{VT1} = 1,5 * 3,0 + 0,18$$

$$G_{VT1} = 4,68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{VT2} = 1,5 * 3,0 + \frac{2,10 * 1,5 * 6}{6} + 0,327$$

$$G_{VT2} = 7,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{VT3} = \frac{2,10 * 3 * 6}{6} + 0,327$$

$$G_{VT3} = 6,63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

A carga variável que atua nas vigas VT2 e VT3 é obtida pela Equação 38.

$$Q_{VT2} = \frac{3,0 * 1,5 * 6}{6}$$

$$Q_{VT2} = 4,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{VT3} = \frac{3,0 * 3 * 6}{6}$$

$$Q_{VT3} = 9,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo das combinações de esforços das vigas metálicas

Para a viga VT1, considerando peso próprio de elementos construtivos em geral e peso próprio de estrutura metálica, tem-se a combinação utilizando Equação 27:

$$F_{d(VT1)} = 1,50 * (1,50 * 3,0) + 1,25 * 0,18$$

$$F_{d(VT1)} = 6,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para a viga VT2, por meio da Equação 27 e considerando o peso próprio de estruturas moldadas no local para a laje, o peso próprio de estrutura metálica para a viga, de elementos construtivos em geral para a parede e ação decorrente do uso.

$$F_{d(VT2)} = 1,35 * (2,10 * 1,50) + 1,25 * 0,327 + 1,50 * (1,50 * 3,0) + 1,50 * (3,0 * 1,50)$$

$$F_{d(VT2)} = 18,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para a VT3, considerando peso próprio de estruturas moldadas no local para a laje, o peso próprio de estrutura metálica para a viga, e ação decorrente do uso, usando a Equação 27, tem-se o valor da combinação:

$$F_{d(VT3)} = 1,35 * (2,10 * 3,00) + 1,25 * 0,327 + 1,50 * (3,0 * 3,0)$$

$$F_{d(VT3)} = 22,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Neste trabalho foi considerado, para efeito de cálculo, 5% de acréscimo nas cargas solicitantes devido às ligações. Na Tabela 16 estão apresentados os valores das combinações recalculados.

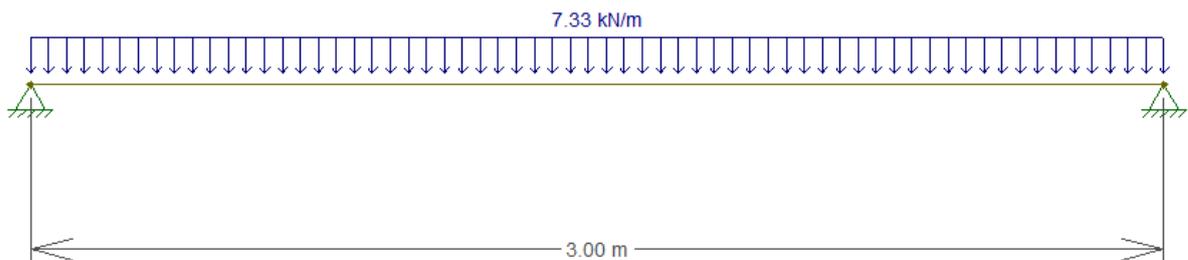
Tabela 16 - Combinações das vigas metálicas acrescidas de 5%.

Combinações vigas	Valores com acréscimos de 5% das ligações
F_{d3} (kN)	-0,495
F_{d4} (kN)	0,907
$F_{d(VT1)}$ (kN/m)	7,33
$F_{d(VT2)}$ (kN/m)	19,07
$F_{d(VT3)}$ (kN/m)	23,55

Fonte: Das autoras (2023).

Com os carregamentos definidos, foi possível obter as reações de apoio a partir do software Ftool. Para a viga VT1, tem-se o diagrama de corpo livre mostrado na Figura 27.

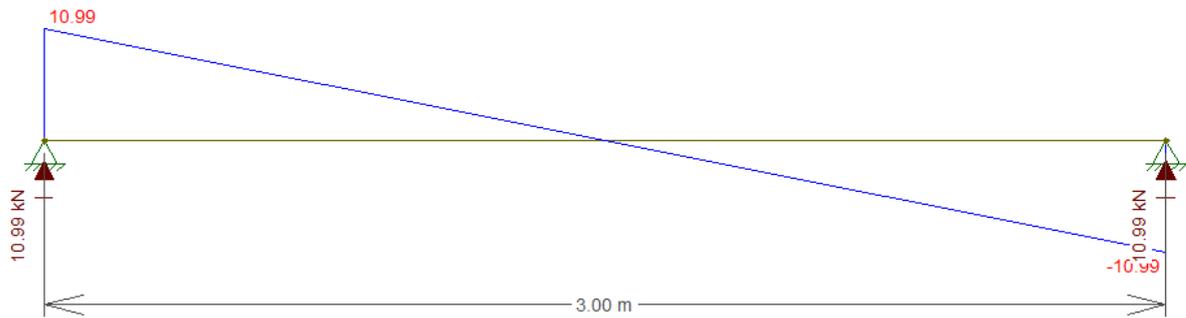
Figura 27 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT1 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 28 o diagrama de esforços cortantes.

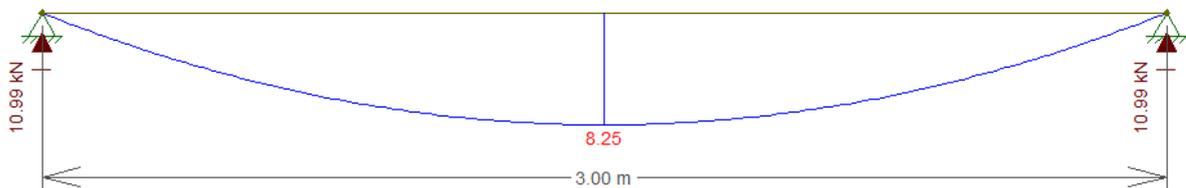
Figura 28 - Diagrama de esforços cortantes para a VT1 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 29 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores.

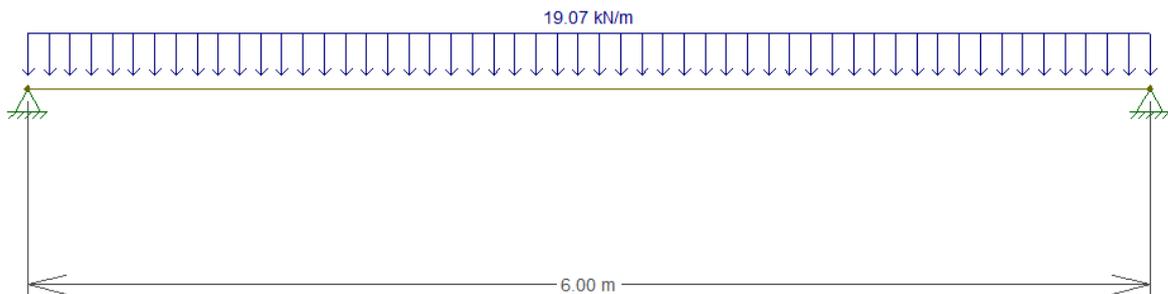
Figura 29 - Diagrama de momentos fletores para a VT1 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Semelhante à forma mencionada anteriormente, obteve-se os diagramas para as VT2 e VT3, respectivamente. Para a viga VT2 tem-se o diagrama de corpo livre mostrado na Figura 30.

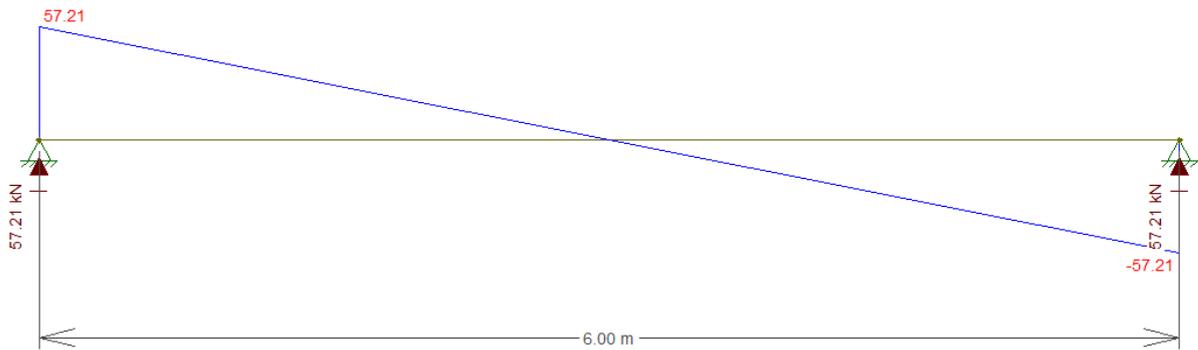
Figura 30 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT2 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 31 o diagrama de esforços cortantes.

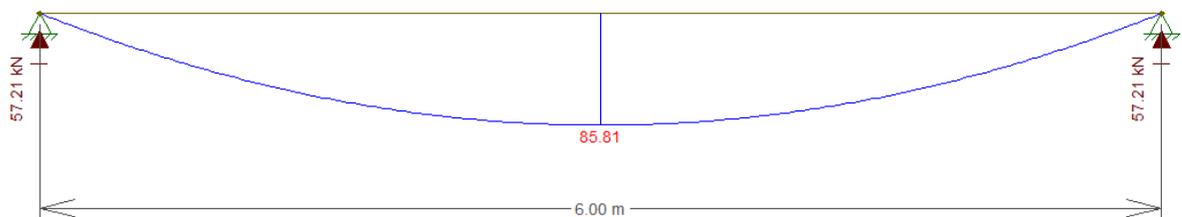
Figura 31 – Diagrama de esforços cortantes para a VT2 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 32 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores para a viga VT2.

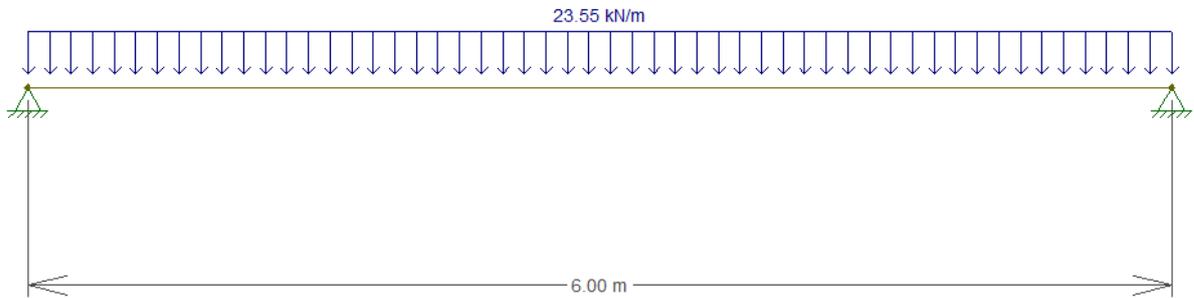
Figura 32 - Diagrama de momentos fletores para a VT2 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Para a viga VT3 tem-se o diagrama de corpo livre mostrado na Figura 33.

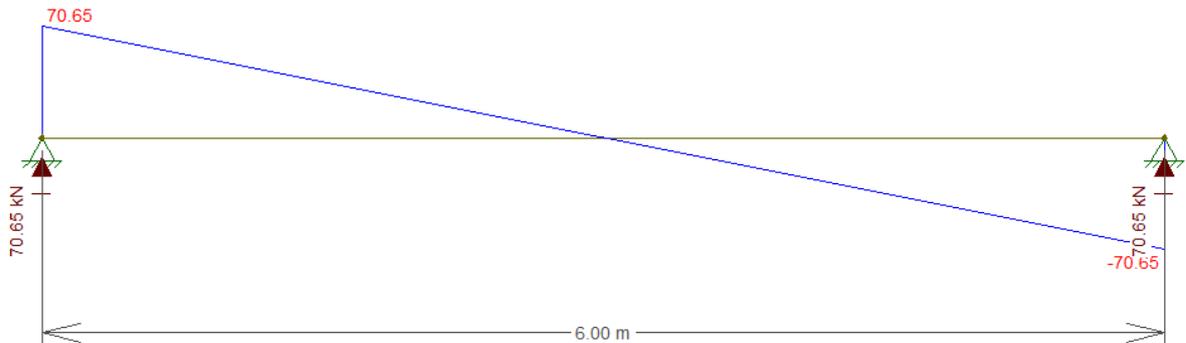
Figura 33 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT3 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 34 o diagrama de esforços cortantes para a VT3.

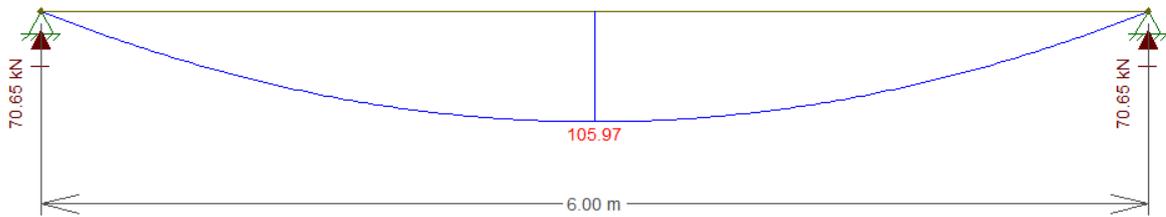
Figura 34 - Diagrama de esforços cortantes para a VT3 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 35 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores

Figura 35 - Diagrama de momentos fletores para a VT3 metálica.



Fonte: Das autoras (2023).

Com isso, foi construída a Tabela 17, que é um quadro resumo com os dados obtidos a partir dos diagramas.

Tabela 17 - Tabela resumo dos valores dos esforços nas vigas.

	Reação vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
VT1	10,99	10,99	8,25
VT2	57,21	57,21	85,81
VT3	70,65	70,65	105,97

Fonte: Das autoras (2023).

Quanto à verificação da viga mais solicitada, VT3, inicialmente foi calculada a distância máxima entre os pontos de contenção lateral (L_p), por meio da Equação 39.

$$L_p = 1,76 * 2,13 * \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,26 \text{ cm}$$

Prevendo dispositivos enrijecedores, tem-se a quantidade estabelecida utilizando a Equação 40 e a distância entre os pontos de contenção lateral (L_b), conforme a Equação 41.

$$n = \frac{600}{90,26}$$

$$n = 6,65 \rightarrow \text{utiliza-se 7 dispositivos}$$

$$L_b = \frac{600}{7}$$

$$L_b = 85,72 \text{ cm}$$

Como ($L_b = 85,72 \text{ cm}$) < ($L_p = 90,26 \text{ cm}$) → OK!

Para a verificação da flambagem da alma (FLA), calcula-se a esbeltez por meio das equações 42 e 43:

$$\lambda = \frac{291}{6,6}$$

$$\lambda = 44,10$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a alma é compacta quanto ao estado limite de flambagem da alma (FLA).

Para a verificação da flambagem local das mesas (FLM), calcula-se a esbeltez utilizando as equações 44 e 45:

$$\lambda = \frac{102}{2*10,8}$$

$$\lambda = 4,73$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15$$

Como $\lambda < \lambda_p$, a mesa é compacta quanto ao estado limite de flambagem local das mesas (FLM).

Para alma e mesas compactas, obtém-se o Momento Resistente de Cálculo (M_{rd}), por meio da Equação 46.

$$M_{rd} = \frac{485,3*34,5}{1,1}$$

$$M_{rd} = 15220,77 \text{ kN.cm}$$

Como ($M_{rd} = 15220,77 \text{ kN.cm}$) > ($M_{sd} = 10597,00 \text{ kN.cm}$) → OK!

Com a Equação 47, tem-se o momento resistente máximo ($M_{rd(máx)}$).

$$M_{rd(máx)} = \frac{1,5*419,8*34,5}{1,1}$$

$$M_{rd(máx)} = 19749,68 \text{ kN.cm}$$

Como ($M_{rd(máx)} = 19749,68 \text{ kN.cm}$) > ($M_{sd} = 10597,00 \text{ kN.cm}$) → OK!

Para o cálculo da força cortante resistente de cálculo (V_{rd}), como as almas possuem dispositivos enrijecedores, o coeficiente k_v é igual a 0,5, visto que a/h é maior que 3.

Assim, por meio da Equação 48 tem-se o parâmetro de esbeltez de plastificação (λ_p) e, por meio da Equação 49, a força cortante resistente de cálculo (V_{rd}).

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{5 \cdot 20000}{34,5}} = 59,22$$

Como $\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{OK!}$

$$V_{rd} = \frac{0,6 \cdot 34,5 \cdot 31,3 \cdot 0,66}{1,1}$$

$$V_{rd} = 388,74 \text{ kN}$$

Como ($V_{rd} = 388,74 \text{ kN}$) $>$ ($V_{sd} = 70,65 \text{ kN}$) $\rightarrow \text{OK!}$

O mesmo procedimento foi feito para as vigas VT1 e VT2 e os resultados foram satisfatórios.

Para a verificação dos pilares mais solicitados, o índice de esbeltez reduzido (λ_0), considerado na direção que possui o maior valor, é obtido com a Equação 51.

$$\lambda_0 = \frac{0,8 \cdot 300}{4,96 \cdot \pi} * \sqrt{\frac{34,5}{20000}} = 0,64$$

Para os casos em que $\lambda_{0y} < 1,5$, utiliza-se a Equação 32 para o fator de redução associado à resistência à compressão (χ).

$$\chi = 0,65^{0,64^2} = 0,838$$

Para o fator de redução relativo à flambagem local dos elementos AL (Q_s), utilizou-se a Equação 52.

$$Q_S = 1,415 - 0,74 * 9,16 \sqrt{\frac{34,5}{20000}} = 1,134$$

Usando a Equação 53, tem-se que:

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{lim} = 1,49 * \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 35,87$$

Como h/t_w é igual a 16,02, menor que o resultado obtido com a Equação 53, o fator de redução associado à flambagem local dos elementos AA (Q_A) é igual a 1,0.

Assim, tem-se com a Equação 40 o fator de redução total associado à flambagem local (Q).

$$Q = 1,134 * 1,0 = 1,134$$

Por fim, a força axial de compressão resistente de cálculo ($N_{c,Rd}$) é determinada pela Equação 33:

$$N_{c,Rd} = \frac{0,838 * 1,134 * 68,1 * 34,5}{1,1} = 2029,69 \text{ kN}$$

Como ($N_{c,Rd} = 2029,69 \text{ kN}$) > ($N_{c,Sd} = 99,78 \text{ kN}$) → OK!

Para os pilares menos carregados a verificação foi realizada utilizando o mesmo método e resultando também em resultados satisfatórios.

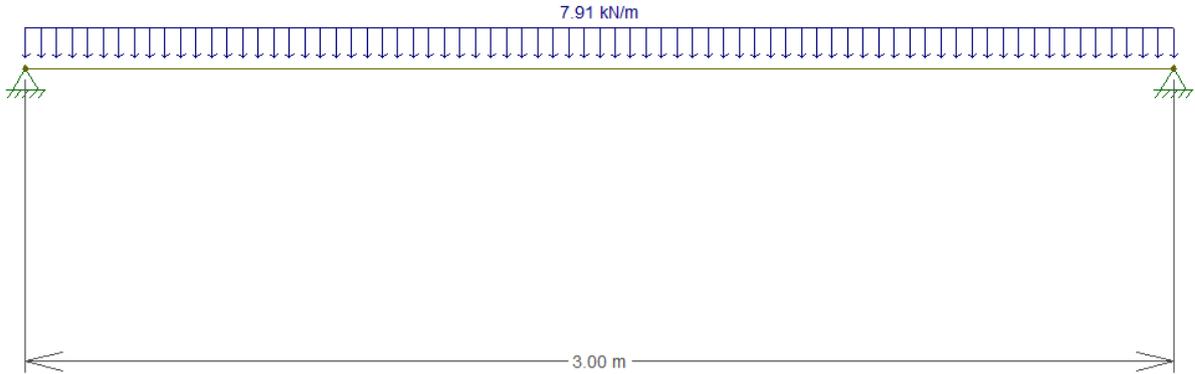
Tabela 18 – Carregamento total que chega na base dos pilares do galpão metálico.

Pilares	Cargas atuantes	Reação (kN)	Carregamento total (kN)
P1, P5, P6 e P10	Treliça	3,174	75,35
	VT1	10,99	
	VT2	57,21	
	2 x Peso próprio	3,976	
P2, P3, P4, P7, P8 e P9	Treliça	3,174	99,78
	2 x VT1	21,98	
	VT3	70,65	
	Peso próprio	3,976	

Fonte: Das autoras (2023).

APÊNDICE B – DIAGRAMAS DAS VIGAS DE MADEIRA

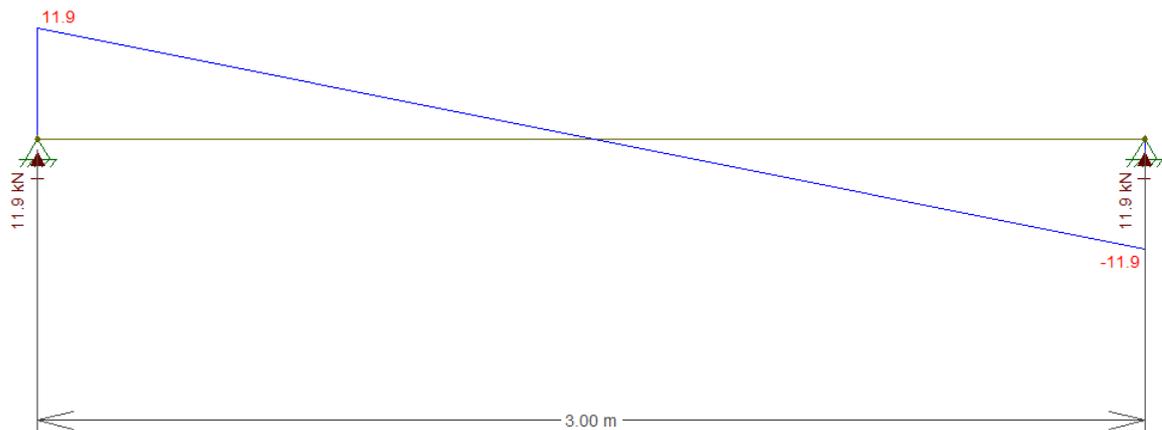
Figura 36 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT1 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 37 o diagrama de esforços cortantes.

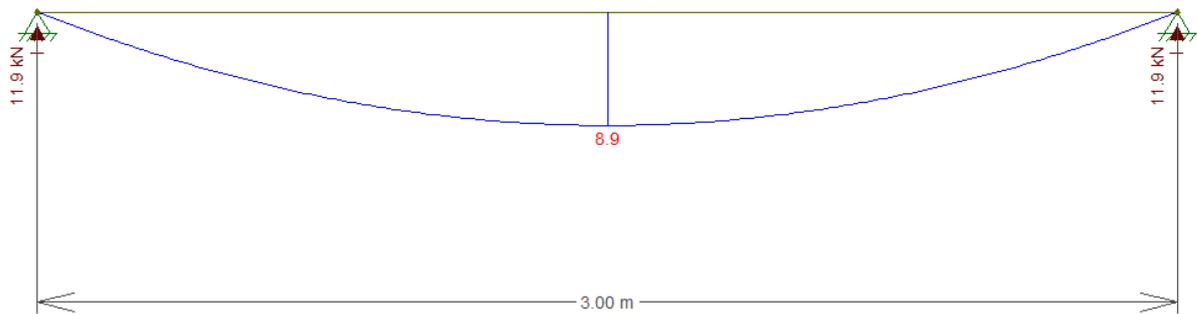
Figura 37 - Diagrama de esforços cortantes para a VT1 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 38 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores

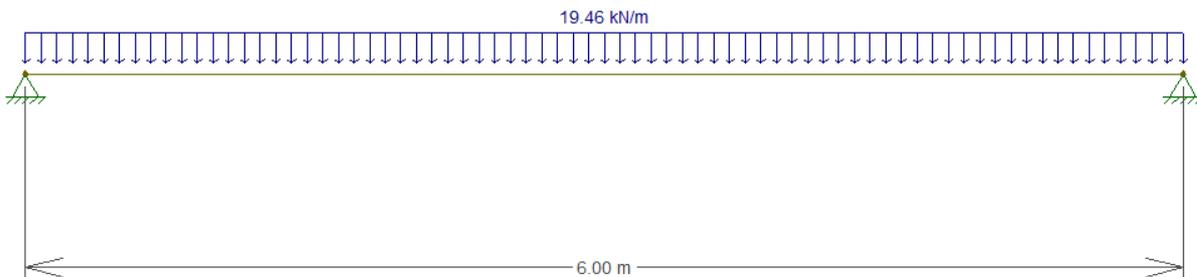
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores para a VT1 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Semelhante à forma mencionada anteriormente, obteve-se os diagramas para as VT2 e VT3, respectivamente. Para a viga VT2 tem-se o diagrama de corpo livre mostrado na Figura 39.

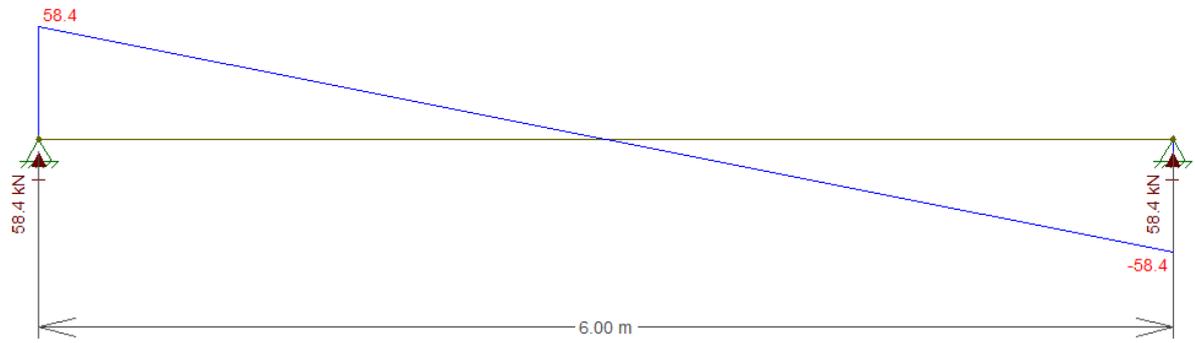
Figura 39 - Diagrama de corpo livre (DCL) para a VT2 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Além do DCL, é apresentado na Figura 40 o diagrama de esforços cortantes.

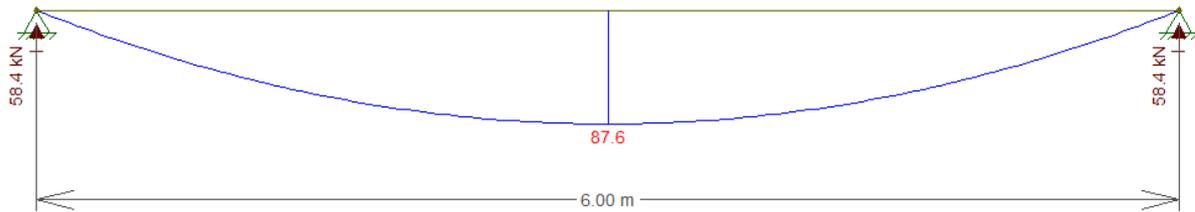
Figura 40 - Diagrama de esforços cortantes para a VT2 de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Na Figura 41 está demonstrado o Diagrama de momentos fletores

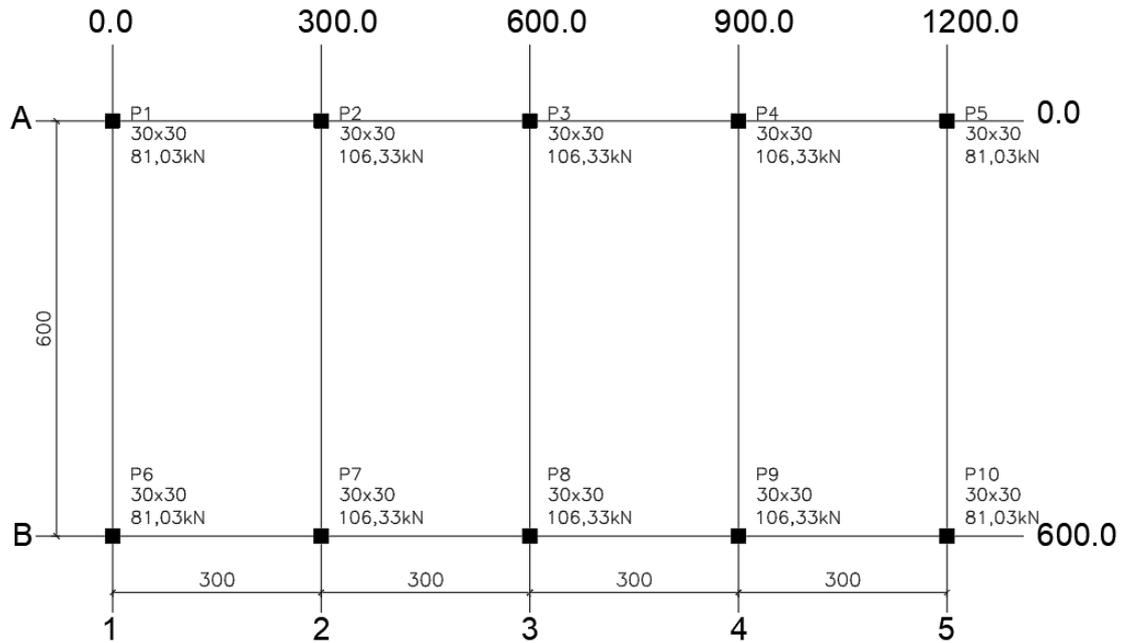
Figura 41 - Diagrama de momentos fletores para a VT2 d madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

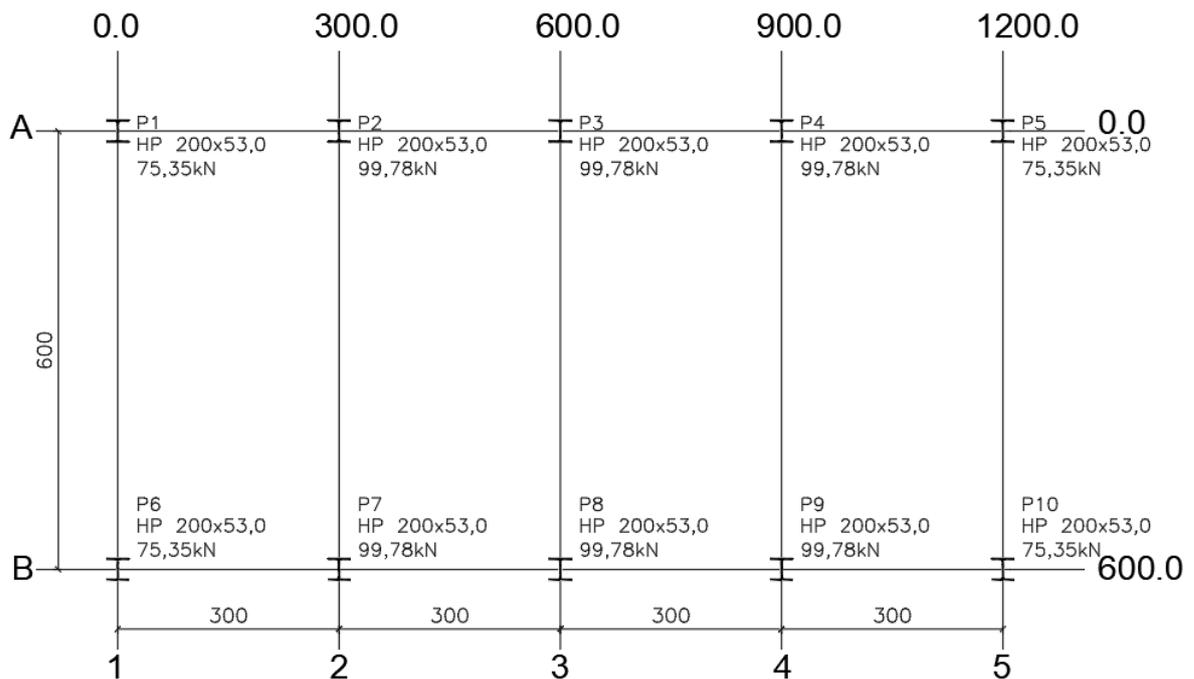
APÊNDICE C - PLANTAS DE CARGAS DOS PILARES

Figura 42 - Planta de cargas dos pilares de madeira.



Fonte: Das autoras (2023).

Figura 43 - Planta de cargas dos pilares metálicos.



Fonte: Das autoras (2023).

Com as plantas de carga é possível realizar a comparação dos sistemas construtivos em relação à resistência.