



FÁBIO BACHMANN OLIVEIRA

**ELABORAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL EM MADEIRA
PARA UM CHALÉ TÉRREO SITUADO EM ARCOS-MG**

LAVRAS – MG

2023

FÁBIO BACHMANN OLIVEIRA

**ELABORAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL EM MADEIRA PARA UM CHALÉ
TÉRREO SITUADO EM ARCOS-MG**

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

FÁBIO BACHMANN OLIVEIRA

**ELABORAÇÃO DE PROJETO ESTRUTURAL EM MADEIRA PARA UM CHALÉ
TÉRREO SITUADO EM ARCOS-MG**

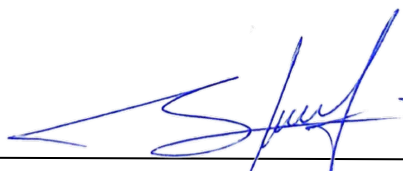
**ELABORATION OF A WOOD STRUCTURAL PROJECT FOR A GROUND
CHALET LOCATED IN ARCOS-MG**

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

APROVADA em 06 de Março de 2023.

Msc. Marina Neves Merlo UFLA

Msc. Mateus Alexandre da Silva UFLA



Prof. Dr. André Luiz Zangiácomo
Orientador

LAVRAS - MG

2023

RESUMO

Este trabalho tem como finalidade o dimensionamento da supraestrutura de um chalé térreo, cujas vedações serão executadas em *wood frame* e a estrutura em elementos como ripas, caibros, terças, vigas e pilares. A proposta deste chalé é o uso como dormitório suíte em uma futura pousada situada à beira de uma lagoa em um terreno na zona rural da cidade de Arcos-MG. A madeira utilizada para o dimensionamento foi escolhida a partir de consulta com madeireiras próximas à região da obra. Para cada etapa do processo foram utilizados softwares em versões gratuitas. Inicialmente foi elaborado um projeto arquitetônico e sua maquete 3D, utilizando o software Revit 2023® (licença educacional) e a partir de uma arquitetura definida, pôde-se estimar as cargas de vento incidentes sobre a cobertura da estrutura através do software Visual Ventos®. Os esforços solicitantes em algumas peças assim como os deslocamentos instantâneos foram obtidos através do software Ftool®. Neste projeto foram calculadas as cargas atuantes sobre a estrutura e cada elemento que a compõe, para assim realizar seu dimensionamento e ao fim apresentar tabelas com os parâmetros de cálculo e resultados obtidos.

Palavras chave: Dimensionamento estrutural em madeira. *Wood frame*. BIM. Revit. Ftool. Visual Ventos.

ABSTRACT

The purpose of this work is the dimensioning of the superstructure of a ground floor chalet, whose fences will be executed in wood frame and the structure in elements such as slats, rafters, purlins, beams and pillars. The purpose of this chalet is to use it as a suite bedroom in a future inn located on the edge of a lake on a plot of land in the rural area of the city of Arcos-MG. The wood used for dimensioning was chosen after consultation with lumber companies close to the construction site. For each step of the process, software in free versions was used. Initially, an architectural project and its 3D model were elaborated, using the Revit 2023® software (educational license) and from a defined architecture, it was possible to estimate the wind loads incident on the roof of the structure through the Visual Ventos® software. Requesting efforts in some parts as well as instantaneous displacements were obtained through the Ftool® software. In this project, the loads acting on the structure and each element that compose it are calculated, in order to carry out its dimensioning and, in the end, present tables with the calculation parameters and results obtained.

Keywords: Structural dimensioning in wood. *Wood frame*. BIM. Revit. Ftool. Visual Ventos.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Composição das paredes externas e internas de <i>wood frame</i>	9
Figura 2 - Chalé de madeira em Macacos-MG.....	11
Figura 3 - Modelo de chalé 01	11
Figura 4 - Modelo de chalé 02.....	12
Figura 5 - Modelo de chalé 03.....	12
Figura 6 - Imagem de satélite da área disponível para implantação do chalé	13
Figura 7 - Planta baixa	24
Figura 8 - Modelo 3D exibindo estrutura e painéis de wood frame	25
Figura 9 - Carregamentos permanentes da viga inclinada que recebe a cobertura.....	62
Figura 10 - Compressão axial atuante na viga inclinada que recebe a cobertura.....	63
Figura 11 - Esforço cisalhante na viga inclinada que recebe a cobertura	63
Figura 12 - Momento fletor devido a carga permanente atuante na viga inclinada	64
Figura 13 - Deslocamento instantâneo causado pela carga permanente na viga inclinada que recebe as vigas da cobertura.....	64
Figura 14 - Carregamentos de carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura.....	65
Figura 15 - Esforço cisalhante devido carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura	65
Figura 16 - Momento fletor devido carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura .	65
Figura 17 - Deslocamento instantâneo causado pela carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura	66
Figura 18 - Carregamentos atuantes na viga inferior que recebe as inclinadas	66
Figura 19 - Esforço cisalhante nas vigas inferiores que recebem as inclinadas	66
Figura 20 - Momento fletor nas vigas inferiores que recebem as inclinadas.....	67
Figura 21 - Deslocamento instantâneo nas vigas inferiores que recebem as inclinadas.....	67
Figura 22 - Carregamentos atuantes na viga superior que recebe as inclinadas	67
Figura 23 - Cisalhamento na viga superior que recebe as inclinadas	68
Figura 24 - Momento fletor na viga superior que recebe as inclinadas	68
Figura 25 - Deslocamento instantâneo na viga superior que recebe as inclinadas.....	68
Figura 26 - Carregamentos atuantes nas vigas frontais e posteriores	69
Figura 27 - Cisalhamento nas vigas frontais e posteriores.....	69
Figura 28 - Momento fletor vigas frontais e posteriores.....	69

Figura 29 - Deslocamento instantâneo nas vigas frontais e posteriores	70
Figura 30 - Carregamentos atuantes na viga tracionada	70
Figura 31 - Esforço de tração atuante na viga tracionada	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Valores do coeficiente KE.....	18
Quadro 2 - Área das aberturas	21
Quadro 3 - Propiedades da Madeira D60.....	22
Quadro 4 - Parâmetros e cargas atuantes nas ripas.....	28
Quadro 5 - Cargas ELS atuantes nas ripas	31
Quadro 6 - Parâmetros e cargas atuantes nos caibros	33
Quadro 7 - Parâmetros e cargas atuantes nas terças	36
Quadro 8 - Cargas ELS atuantes nas terças.....	38
Quadro 9 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas inclinadas da cobertura.....	40
Quadro 10 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas que recebem as inclinadas	44
Quadro 11 - Parâmetros e cargas atuantes na viga superior que recebe as inclinadas.....	46
Quadro 12 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas frontais e posteriores	47
Quadro 13 - Parâmetros dos pilares centrais da fachada e posterior, em sua seção superior ..	50
Quadro 14 - Parâmetros dos pilares centrais da fachada e posterior, em sua seção inferior....	52
Quadro 15 - Parâmetros e cargas atuantes nos pilares centrais da lateral	54
Quadro 16 - Parâmetros e cargas atuantes nos pilares dos cantos	57
Quadro 17 - Parâmetros de cálculo para viga tracionada.....	59

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	Objetivos	8
2	REFERENCIAL TEÓRICO	8
2.1	<i>Wood frame</i>	9
2.2	Dimensionamento estrutural	10
2.3	Arquitetura	10
3	MATERIAIS E MÉTODOS	13
3.1	Localização geográfica	13
3.2	Programas computacionais utilizados	13
3.3	Projeto arquitetônico	14
3.4	Método e Critérios de Dimensionamento	14
3.4.1	Tração	14
3.4.2	Compressão	15
3.4.3	Flexão Simples Reta	15
3.4.4	Flexão Simples Oblíqua	16
3.4.5	Flexocompressão	16
3.4.6	Cisalhamento	17
3.4.7	Eslbeltez e esbeltez relativa	17
3.4.8	Condição de estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas	19
3.5	Cargas devido ao vento	20
3.6	Escolha da madeira a ser utilizada	21
3.7	Coefficiente de minoração e majoração adotados	22
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	23
4.1	Projeto Arquitetônico	23
4.2	Ações Variáveis	25

4.3	Dimensionamento das ripas.....	26
4.3.1	Ações permanentes nas ripas.....	26
4.3.2	Ações variáveis nas ripas.....	27
4.3.3	Verificação das ripas.....	27
4.4	Dimensionamento dos caibros	32
4.4.1	Ações e esforços nos caibros.....	32
4.4.2	Verificação dos caibros.....	34
4.5	Dimensionamento das Terças	36
4.5.1	Verificação das terças	37
4.6	Dimensionamento das vigas inclinadas que apoiam as terças.....	39
4.6.1	Verificação das vigas inclinadas.....	41
4.7	Dimensionamento das vigas que recebem a cobertura.....	43
4.7.1	Vigas inferiores que recebem a cobertura.....	43
4.7.2	Dimensionamento da viga superior que recebe a cobertura	45
4.8	Dimensionamento das vigas frontais e posteriores	47
4.9	Dimensionamento dos pilares centrais da fachada e posterior	49
4.9.1	Seção superior	49
4.9.2	Seção inferior	51
4.10	Dimensionamento dos pilares centrais das laterais.....	54
4.11	Dimensionamento dos pilares de canto	56
4.12	Dimensionamento das vigas tracionadas	59
5	CONCLUSÃO.....	60
	REFERÊNCIAS	61
	APÊNDICE A – Figuras das análises realizadas no Ftool® (PUC – RIO, 2018)	62

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho foi elaborado com base na demanda inicial por um projeto de chalé de madeira, material renovável, que pudesse servir como dormitório suíte em um investimento de uma pousada na região rural do município de Arcos-MG. Por se tratar de uma pousada nova, necessitava-se de um projeto que pudesse ser replicado ao longo do tempo, de modo a se construir outros chalés iguais, prosperando o investimento.

Assim, para garantir que a madeira utilizada na execução do chalé fosse sempre encontrada na região, as madeireiras locais foram consultadas. Além disso, para garantir uma estética mais rústica e aconchegante ao projeto, foram adotadas paredes de *wood frame* para exercerem função de vedação termoacústica.

Assim, o trabalho em questão apresenta o dimensionamento atualizado de peças de madeira previstas na nova versão do documento normativo NBR 7190-1 (ABNT, 2022). Para iniciar este dimensionamento foi desenvolvido um projeto arquitetônico do qual foi possível determinar as dimensões para o desenvolvimento do projeto estrutural. Assim o trabalho mostra o passo a passo para a obtenção das cargas de cálculo que atuam sobre o telhado da estrutura que é parte superior da edificação e que recebe primeiro os esforços de peso e vento para assim transmitir para as peças seguintes.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo principal o dimensionamento estrutural em madeira de um chalé térreo, iniciando pela definição das cargas atuantes neste chale, da análise dos esforços solicitantes nos elementos de madeira em questão através do software Ftool® (PUC-RIO, 2018) e sua posterior verificação através de cálculos realizados em planilhas eletrônicas, de acordo com a norma técnica NBR 7190:1 (ABNT, 2022).

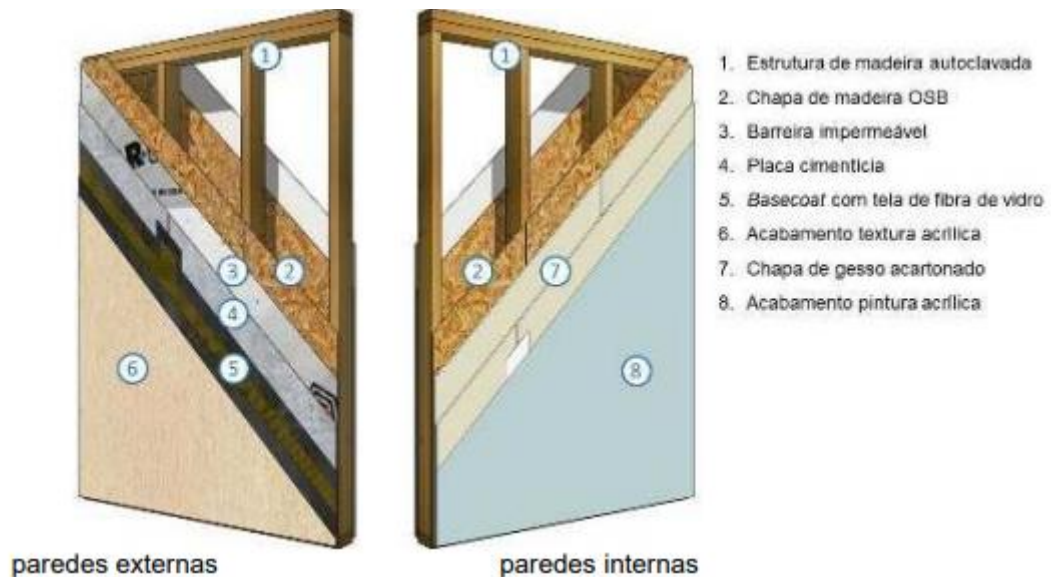
2 REFERENCIAL TEÓRICO

Nesta seção serão apresentados a contribuição que outros trabalhos e publicações tiveram sobre este trabalho. Primeiro será abordado o *wood frame*, depois os cadernos que auxiliaram os cálculos referentes ao dimensionamento, principalmente da estrutura da cobertura, e por fim serão apresentadas algumas imagens que serviram como inspirações arquitetônicas.

2.1 Wood frame

O *wood frame* consiste em uma técnica construtiva muito comum em alguns países, e possui diversas camadas, como pode ser visto na Figura 1. Nos EUA a tecnologia *wood frame* é utilizada na maioria das casas residenciais, totalizando em 95% das casas construídas (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2010).

Figura 1 - Composição das paredes externas e internas de *wood frame*



Fonte: TERCVERDE (2021)

Além da grande presença *wood frame* e conseqüentemente da madeira nos mercados mundiais, esta é ainda o único material de construção renovável, que demanda baixo consumo energético para produção, enquanto consome carbono da atmosfera durante o processo de crescimento das árvores (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2010).

Outra grande vantagem de se trabalhar com a madeira está em sua fácil trabalhabilidade, em seu desempenho térmico que absorve 40 vezes menos calor que a alvenaria de tijolos,

fazendo da madeira um excelente material para construção. (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2010).

2.2 Dimensionamento estrutural

A cobertura é a parte da estrutura que tem como função a proteção do edifício contra agentes externos como a ação das intempéries, tais como chuva, vento, raios solares, neve e também impedir a penetração de poeiras e resíduos no seu interior (MOLITERNO, 2011).

Quanto ao dimensionamento, a consideração de cargas atuantes na estrutura representa parte precedente e necessária para todo o restante do dimensionamento, sendo fundamental sua avaliação. A carga permanente será constituída pelo peso próprio da estrutura de madeira verde, e por todas as sobrecargas fixas. O peso próprio avaliado, depois do dimensionamento definitivo da estrutura, não deve diferir de mais de 10% do peso próprio inicialmente admitido. A cobertura e o forro constituem cargas fixas, sendo este último muitas vezes dispensado, ou mesmo independente do telhado, fazendo parte da estrutura do edifício (MOLITERNO, 2011).

Assim todos os fatores como desempenho estrutural, térmico e acústico, o nível de segurança contra incêndio, a funcionalidade e acessibilidade, e as condições de durabilidade e possibilidade de manutenção são aspectos fundamentais que devem ser observados na para realizar qualquer avaliação (MOLINA, CALIL JUNIOR, 2010).

2.3 Arquitetura

Como o chalé em questão terá função de dormitório em uma pousada, foram considerados modelos de chalés que cumprem também função de pousada e que possuam uma execução onde não seja necessária mão de obra especializada ou componentes de difícil acesso em uma cidade do interior de Minas Gerais. Abaixo na Figura 2 é possível observar um chalé situado em uma pousada na cidade de Macacos, MG.

Figura 2 - Chalé de madeira em Macacos-MG



Fonte: POUSADA SEU JOÃO (2023)

Além disso foram utilizados como inspiração mais três modelos de chalé que podem ser observados na Figura 3, Figura 4 e Figura 5, retiradas da revista Viva Decora (2023).

Figura 3 - Modelo de chalé 01



Fonte: VIVA DECORA (2023)

Figura 4 - Modelo de chalé 02



Fonte: VIVA DECORA (2023)

Figura 5 - Modelo de chalé 03



Fonte: VIVA DECORA (2023)

3 MATERIAL E MÉTODOS

3.1 Localização geográfica

O terreno em questão fica situado na zona rural do município de Arcos-MG, em um terreno plano sem muitos obstáculos além de árvores espaçadas. Além disso o chalé será executado nas proximidades de uma lagoa como pode ser visto na imagem de satélite exibida na Figura 6 .

Figura 6 - Imagem de satélite da área disponível para implantação do chalé



Fonte: Adaptado do Google Earth® (2023).

3.2 Programas computacionais utilizados

Para desenvolver cada etapa dos projetos foram utilizados softwares em versões gratuitas, iniciando pelo desenvolvimento da arquitetura e modelagem 3D do chalé no Revit 2023® (licença educacional) disponibilizado pela empresa Autodesk®.

Já para o cálculo das cargas de vento de acordo com o documento normativo NBR 6123:1988 - Forças Devido ao Vento em Edificações (ABNT, 1988) foi utilizada a versão gratuita do software Visual Ventos® (UPF, 2007).

Por fim, para o cálculo das verificações de segurança e esforços solicitantes utilizou-se dimensionamento manual, planilhas eletrônicas e o software gratuito Ftool® (PUC-RIO, 2018), exceto para os elementos denominados ripas, caibros e terças, onde os esforços solicitantes foram obtidos a partir de cálculos manuais.

3.3 Projeto arquitetônico

A demanda inicial considerava que em função do pedido do proprietário, fosse projetado um chalé de madeira. Assim foi elaborado um modelo simples de chalé, que devido a decisão de executar a vedação em *wood frame* seguiu algumas recomendações previstas no catálogo de *wood frame* da TecVerde (TecVerde, 2010). Neste catálogo prevê beiral de mínimo de 600 milímetros em todo o perímetro, calçada externa ao redor da edificação com no mínimo 100 milímetros a mais que a projeção da edificação, inclinação mínima de 1% dessa calçada em direção externa ao edifício.

Além disso para se assemelhar aos chalés tradicionais foi definida uma inclinação de 45% para o telhado, conferindo ao chalé uma arquitetura diferenciada, compondo um forro inclinado, além da instalação de uma lareira.

3.4 Método e Critérios de Dimensionamento

Nesta seção são introduzidos os critérios de dimensionamento para os elementos de madeira contidos no projeto. Toda a análise estrutural do chalé foi feita manualmente com o auxílio de planilhas eletrônicas e do software Ftool® (PUC-RIO, 2018), sempre em acordo com a norma técnica NBR 7190-1 – Projeto de estruturas de madeira Parte 1: Critérios de dimensionamento (ABNT, 2022) e baseando-se também na norma técnica NBR 6120 - Ações e cargas nas estruturas (ABNT, 2019) para a consideração da carga sobrecarga na estrutura.

Os critérios de dimensionamento apresentados a seguir seguem a ordem com que aparecem na norma técnica NBR 7190-1 (ABNT, 2022).

3.4.1 Tração

Para verificação das barras tracionadas axialmente a condição de segurança é dada pela Equação (1):

$$\sigma N_{t,d} = \frac{N_{t,d}}{A} \leq f_{t0,d} \quad (1)$$

Em que:

$\sigma N_{t,d}$ é o valor de cálculo da tensão de tração normal à seção transversal [N/cm²];

$N_{t,d}$ é o valor de cálculo da força normal de tração [N];

A é a área líquida da seção transversal [cm²];

$f_{t0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras [N/cm²].

3.4.2 Compressão

A verificação de compressão em barras deve ser feita analogamente à verificação de estabilidade da peça que será descrita posteriormente no item 3.3.8. A condição de segurança referente a compressão é dada pela Equação (2) abaixo:

$$\sigma N_{c,d} = \frac{N_{c,d}}{A} \leq f_{c0,d} \quad (2)$$

Em que:

$\sigma N_{c,d}$ é o valor de cálculo da tensão de compressão normal à seção transversal [N/cm²];

$N_{c,d}$ é o valor de cálculo da força normal de compressão [N];

A é a área líquida da seção transversal [cm²];

$f_{c0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras [N/cm²].

3.4.3 Flexão Simples Reta

As peças sob efeito de esforços de flexão devem ser verificadas de acordo com a Equação (3).

$$\frac{\sigma M_{,d}}{f_{m,d}} = \frac{M_d}{W} \leq 1 \quad (3)$$

Em que:

$\sigma M_{,d}$	é o valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão, calculado por $\frac{M_d}{W}$ [N/cm ²];
$f_{m,d}$	é o valor de cálculo da resistência à flexão [N/cm ²];
M_d	é o valor de cálculo do momento fletor [Ncm];
W	é o modulo de resistência da seção transversal à direção paralela às fibras [cm ³].

3.4.4 Flexão Simples Oblíqua

As seções submetidas a flexão oblíqua, como as ripas e as terças, isto é, cujo momento fletor age em um plano de ação diferente dos seus eixos centrais de inércia devem atender às equações de condição de segurança (4) e (5).

$$\frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (4)$$

$$k_M \frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (5)$$

Em que:

$\sigma M_{x,d}$ e $\sigma M_{y,d}$	são as tensões máximas de cálculo devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais [N/cm ²];
$f_{m,d}$	é a resistência de cálculo na flexão [N/cm ²].

Para seções retangulares, a NBR 7190:1 (ABNT, 2022) define o valor do coeficiente para o projeto, $k_M = 0,7$.

3.4.5 Flexocompressão

Analogamente à compressão, a verificação da estabilidade deve ser feita para peças flexocomprimidas de acordo com o item 3.3.8. A condição de segurança para peças flexocomprimidas é expressa pelo cumprimento da mais rigorosa dentre as equações (6) e (7) descritas abaixo.

$$\left(\frac{\sigma N_{c0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (6)$$

$$\left(\frac{\sigma N_{c0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (7)$$

Em que:

- $\sigma N_{c0,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão [N/cm²];
- $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras e os demais símbolos são descritos juntos das equações (4) e (5) [N/cm²].

3.4.6 Cisalhamento

Para a verificação de vigas de seção transversal retangular quanto aos esforços cisalhantes, a Equação (8) para a verificação pode ser expressa dessa maneira:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{A} \leq f_{v0,d} \quad (8)$$

Em que:

- τ_d é a tensão de cisalhamento [N/cm²] atuando na área A [cm²] em estudo, e produzida pela força V_d [N].

3.4.7 Esbeltez e esbeltez relativa

Alguns requisitos de dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida de acordo com a Equação (9), a seguir:

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} \quad (9)$$

Em que:

- L_0 é o comprimento de flambagem [cm];
 I é o momento de inércia na direção analisada [cm^4];
 A é a área da seção transversal [cm^2].

O comprimento de flambagem é calculado de acordo com a Equação (10):

$$L_0 = K_E \cdot L \quad (10)$$

Em que:

- L é o comprimento real do vão [cm].

Os valores de K_E , relativos a diferentes modos de flambagem, podem ser retirados do Quadro 1 contida na norma técnica NBR 7190-1 (ABNT, 2022).

Quadro 1 - Valores do coeficiente K_E

Modos de flambagem						
Valores de projeto para K_E	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Código das condições de extremidade		Rotação e translação lateral impedidas, translação vertical livre				
		Rotação e translação vertical livres, translação lateral impedida				
		Rotação livre e translações impedidas				
		Rotação impedida e translações livres				
		Rotação e translações livres				

Fonte: Norma Técnica NBR 7190-1 (ABNT, 2022).

As peças submetidas a compressão axial ou flexocompressão não podem apresentar índice de esbeltez superior a 140. O índice de esbeltez relativa é definido por (11) e (12).

$$\lambda_{rel,x} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} \quad (11)$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}} \quad (12)$$

Em que:

- $\lambda_{rel,x}$ e $\lambda_{rel,y}$ são os índices de esbeltez relativa correspondentes à flexão em relação a x e y, respectivamente;
- λ_x e λ_y são os índices de esbeltez segundo os eixos x e y, respectivamente;
- $E_{0,05}$ é o valor característico do módulo de elasticidade medido na direção paralela às fibras da madeira [N/cm²].

3.4.8 Condição de estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas

Segundo a NBR 7190-1 (ABNT, 2022) para peças com índice de esbeltez relativa superior a 0,3 para qualquer direção, as condições de estabilidade dadas pelas equações (13) e (14).

$$\frac{\sigma N_{c,d}}{k_{cx} f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (13)$$

$$\frac{\sigma N_{c,d}}{k_{cy} f_{c0,d}} + \frac{\sigma M_{x,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma M_{y,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (14)$$

Em que:

- σM é a tensão normal de flexão proveniente de momentos de primeira ordem [N/cm²];
- k_M é o coeficiente descrito no item 3.4.4;

$\sigma_{N_{c,d}}$ é o valor de cálculo da tensão de compressão normal à seção transversal [N/cm²];

$f_{c0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras [N/cm²].

Os coeficientes k_{cx} e k_{cy} , cada um referente a uma direção, utilizados para a verificação da estabilidade que aparecem nas equações (13) e (14) são calculados segundo as seguintes equações (15) e (16):

$$k_{cx} = \frac{1}{k_x + \sqrt{(k_x)^2 - (\lambda_{rel,x})^2}} \quad (15)$$

$$k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}} \quad (16)$$

Em que:

$\lambda_{rel,x}$ e $\lambda_{rel,y}$ são os índices de esbeltez relativa à flexão, descritos em 3.4.7.

Os coeficientes k_x e k_y , para cada direção, utilizados para a verificação da estabilidade são calculados conforme as equações (17) e (18) abaixo.

$$k_x = 0,5 \cdot [1 + \beta c(\lambda_{rel,x} - 0,3) + (\lambda_{rel,x})^2] \quad (17)$$

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + \beta c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + (\lambda_{rel,y})^2] \quad (18)$$

Para peças de madeira maciça serrada e peças roliças $\beta c = 0,2$, segundo a norma técnica NBR 7190:1 (ABNT, 2022)

3.5 Cargas devido ao vento

As cargas de vento consideradas para o dimensionamento da estrutura do telhado e do chalé foram obtidas através do software Visual Ventos[®] (UPF, 2007) e foram calculadas com

base na norma técnica NBR 6123 (ABNT, 1988), de acordo com a localidade de Arcos – Minas Gerais. Para o cálculo foram considerados uma largura de 5,50 metros e 4,75 metros de comprimento, altura total (até a cumeeira) de 6,25 metros e altura até o começo da inclinação do telhado igual a 2,90 metros. Foi considerado para o vão entre pórticos a mesma dimensão do comprimento do chalé, ou seja 4,75 metros. O chalé conta só com aberturas móveis, e suas áreas são apresentadas na Quadro 2.

Quadro 2 - Área das aberturas

Abertura	Dimensões (m)	Área (m²)
Porta	0,80 x 2,10	1,68
Janela canto (por face)	1,50 x 1,50	2,25
Janela banho	1,00 x 0,60	0,60

Fonte: Do autor (2023).

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), foram consideradas:

- a) Velocidade básica do vento de 35 m/s.
- b) Fator topográfico de terreno plano ou fracamente acidentado resultando em S1 igual a 1,0.
- c) Fator S2 calculado considerando categoria III e classe A uma vez que o chalé deverá ser construído em uma fazenda e possui maior dimensão menor que 20 metros, resultando em um fator S2 igual a 0,89.
- d) Fator S3 igual a 1,0 considerando uso residencial.
- e) Para o coeficiente de pressão interna foi considerado quatro faces igualmente permeáveis.

3.6 Escolha da madeira a ser utilizada

Para a escolha da madeira a ser utilizada foram feitas ligações para madeireiras da região próxima ao município de Arcos e foi constatado que a grande maioria delas trabalhava com a madeira Angelim Vermelho, madeira advinda de uma árvore folhosa segundo a NBR 7120

(ABNT, 2022) que apresenta classe de resistência D60. Os parâmetros para essa classe de resistência da madeira estão na Quadro 3.

Quadro 3 - Propriedades da Madeira D60

Propriedades de Resistência da Madeira D60 (MPa)					
fb,k	ft,0k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k
60	36	0,6	32	11	4,5
Propriedades de Rigidez da Madeira D60 (GPa)					
	E0,m	E0,05	E90,m	Gm	
	17	14	1,1	1,1	

Fonte: NBR 7190:1 (ABNT, 2022).

A densidade considerada foi a densidade da madeira a um teor de umidade padrão, que no caso foi adotado como igual a 12%, logo, para a classe de resistência de madeira D60 a densidade tem valor igual 1000 kg/m³.

3.7 Coeficiente de minoração e majoração adotados

As cargas permanentes foram majoradas de acordo com a norma técnica NBR 7190-1 (ABNT, 2022) considerando para elementos estruturais de madeira em geral o valor de $\gamma_g = 1,3$. Para as cargas variáveis, segundo a norma técnica NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas (ABNT, 2004), foi considerado o coeficiente de majoração $\gamma_q = 1,5$. Quanto aos coeficientes de minoração da resistência para estados-limite últimos, segundo a norma técnica NBR 7190-1 (ABNT, 2022), a resistência advinda de tensões normais deve ser minorada de acordo com o valor de $\gamma_w = 1,4$ e a advinda de tensões de cisalhamento deve ser minorada pelo valor $\gamma_w = 1,8$.

Quanto ao estado-limite de serviço para avaliação dos deslocamentos instantâneos a NBR 8681 (ABNT, 2004) permite o uso do coeficiente de majoração $\gamma_f = 1,00$ para cargas permanentes e variáveis. Além disso, os deslocamentos limite descritos segundo a NBR 7190-1 (ABNT, 2022) devem atender para peças biapoiadas ou contínuas, e para vigas em balanço, respectivamente, as condições representadas pelas equações (20) e (19):

$$\delta_{inst} \leq \frac{L}{300} \quad (19)$$

$$\delta_{inst} \leq \frac{L}{150} \quad (20)$$

Em que:

δ_{inst} é o deslocamento instantâneo [cm];

L é o comprimento do vão [cm].

O coeficiente de modificação k_{mod} altera o valor característico apresentado pela madeira em função da classe de carregamento da estrutura e da classe de umidade admitida. Para este projeto foi considerado classe de carregamento de longa duração ($k_{mod1} = 0,7$) e classe de umidade III, ($k_{mod1} = 0,8$), devido à proximidade com uma lagoa provocar uma umidade elevada no local. Então a equação que define k_{mod} , equação (21), é o produto entre k_{mod1} e k_{mod2} .

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \quad (21)$$

$$k_{mod} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com os métodos adotados definidos, serão apresentados neste tópico os resultados obtidos para o dimensionamento estrutural das peças de madeira que compõe o chalé de madeira assim como o projeto arquitetônico.

4.1 Projeto Arquitetônico

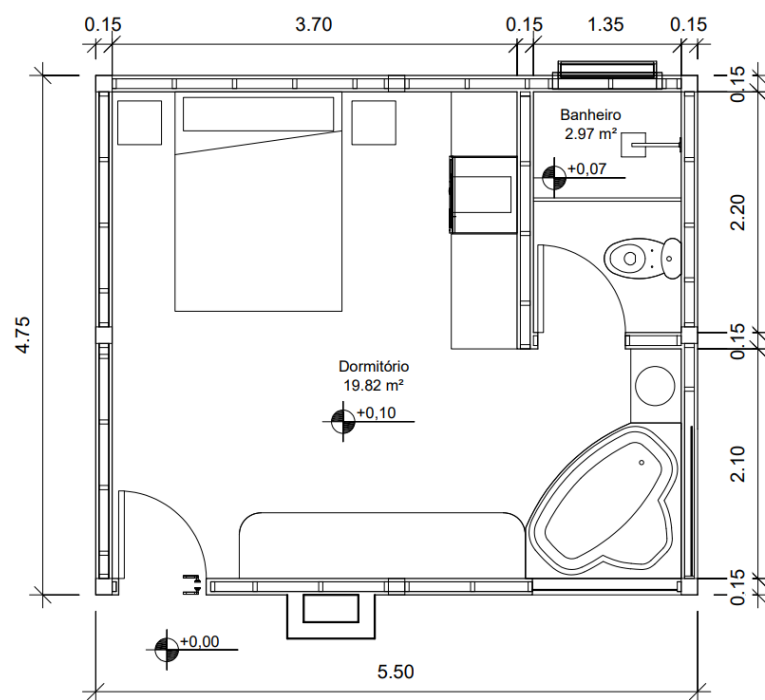
Sabendo que a área disponível era extensa e que o chalé seria executado em terreno plano foi possível elaborar um projeto arquitetônico compatível com a demanda inicial e que atenda as condições de segurança propostas no manual apresentado pela TecVerde (TecVerde, 2010) para *wood frame*. Ainda baseado no manual foram definidas que as paredes de *wood*

frame totalizarão 15 centímetros de espessura. Como citado anteriormente o projeto apresenta beiral de 600 milímetros em todo seu perímetro e sua calçada excede 100 milímetros de sua projeção possuindo inclinação de 2% da extremidade do chalé até sua borda.

Além disso, foi escolhido para a execução do telhado telhas de concreto planas da Tégula® da cor cinza grafite, decisão essa que impacta no dimensionamento uma vez que cada telha tem seu próprio peso e que segundo o manual de instalação de telhas de concreto Tégula® é necessário que haja uma galga máxima (espaçamento entre ripas) de no máximo 32 centímetros.

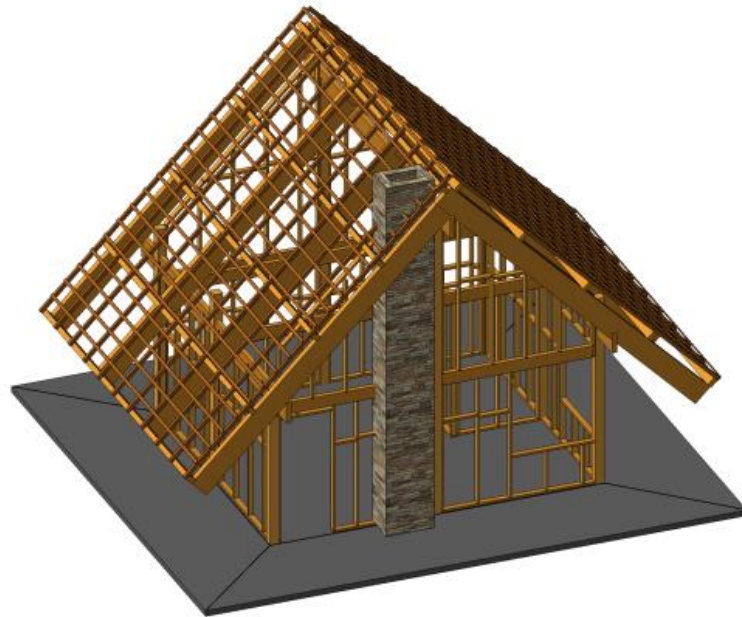
A Figura 7 exhibe a planta baixa do chalé de madeira e a Figura 8 uma modelagem 3D onde pode ser visto a disposição dos painéis do *wood frame*, ambas elaboradas no Revit 2023® (licença educacional).

Figura 7 - Planta baixa



Fonte: Do autor (2023).

Figura 8 - Modelo 3D exibindo estrutura e painéis de wood frame



Fonte: Do autor (2023).

4.2 Ações Variáveis

Inicialmente foi feita uma consideração acerca da carga variável utilizada para o dimensionamento da estrutura do telhado. A norma técnica NBR 6120 - Ações e cargas nas estruturas (ABNT, 2019) orienta a considerar, para telhados com inclinação superior a 3% uma carga distribuída de $0,25\text{kN/m}^2$ além de uma carga concentrada de 1kN na posição mais desfavorável de cada peça da cobertura. Porém, segundo Moliterno (2010, p. 175) “Este valor é extremamente irrealista e antieconômico”. Logo da mesma forma que Moliterno adota em seu dimensionamento, a carga foi distribuída de forma equivalente ao longo do telhado, ou seja, pela área constituída da distância entre as vigas que apoiam o telhado e do espaçamento entre terças, ou seja $1,98$ metros e $1,50$ metros respectivamente, resultando numa área de $4,35\text{ m}^2$. Assim a carga utilizada será de $1\text{kN}/4,35\text{ m}^2$, ou seja $0,34\text{ kN/m}^2$, que somado aos $0,25\text{ kN/m}^2$ iniciais resultam em $0,59\text{kN/m}^2$.

Assim sendo, ao comparar a carga variável obtida através do cálculo acima com a carga de vento obtida pelo Visual Ventos® (UPF, 2007), tem-se que $0,6\text{ kN/m}^2$ é maior que $0,59\text{ kN/m}^2$. Logo, foi utilizado para o processo de dimensionamento do chalé somente a parcela maior que neste caso vem do vento.

4.3 Dimensionamento das ripas

As ripas são elementos estruturais que devem ser dimensionados primeiro uma vez que estes recebem diretamente os esforços advindos do vento e os permanentes, transmitindo estes para os caibros e assim por diante.

Para o projeto em questão foram inicialmente adotadas ripas de 5 x 2,5 centímetros devido à alta inclinação e peso das telhas escolhidas. Em razão da limitação imposta pelo modelo de telha adotado o espaçamento entre ripas foi estabelecido como 32 centímetros.

Neste projeto as ripas foram consideradas como elementos biapoiados entre caibros. As ripas são elementos estruturais que devem ser verificados quanto ao esforço cisalhante, ao deslocamento instantâneo e a flexão oblíqua. Esta última é verificada pois a carga vertical solicita seus dois eixos que estão inclinados seguindo a inclinação do telhado.

4.3.1 Ações permanentes nas ripas

As ações permanentes atuantes nas ripas são o peso próprio das telhas, do forro e da manta de subcobertura. Segundo o catálogo de telhas Tégula® (Tegula, 2022), a telha escolhida possui uma massa específica molhada de 58 kg/m^2 e ao considerar a força gravitacional como $9,81 \text{ m/s}^2$ obtemos o peso convertido igual a $0,057 \text{ N/cm}^2$.

Para o forro considerou-se a utilização de cedro de 1 cm de espessura,, que segundo a NBR 6120 (ABNT, 2019) possui peso específico de 5 kN/m^3 , ou seja, para 1 cm de espessura são $0,05 \text{ kN/m}^2$, ou seja, $0,005 \text{ N/cm}^2$.

Para a manta de subcobertura, segundo o catálogo da Brasilit (Brasilit, 2022), esta possui massa específica de $0,116 \text{ kg/m}^2$, que considerando a gravidade como $9,81 \text{ m/s}^2$, resulta em $1,138 \text{ N/m}^2$, ou seja, $0,000138 \text{ N/cm}^2$. Somando o peso do forro e da manta de subcobertura o total foi de $0,00514 \text{ N/cm}^2$.

Assim, para se obter a carga linear sobre cada ripa basta multiplicar a carga por metro quadrado pela distância entre ripas, ou seja, 32 centímetros.

Já para o peso próprio, basta multiplicar a massa específica da madeira obtida através da NBR 7190-1 (ABNT, 2022) para madeiras de classe de resistência D60, de 1000 kg/m^3 por suas dimensões e pela força gravitacional de $9,81 \text{ m/s}^2$. Todas as cargas atuantes são exibidas no Quadro 4, na seção 4.3.3.

Além disso, todas as cargas permanentes que atuam nas ripas possuem orientação vertical para baixo, precisando ser decompostas em dois eixos.

4.3.2 Ações variáveis nas ripas

A única ação variável considerada como descrito anteriormente é a ação do vento, que incide sobre o plano do telhado. Ou seja, incidindo perpendicularmente ao eixo x da ripa, portanto, sua carga não é decomposta, sendo diretamente somada sobre a carga solicitante no eixo x da ripa.

4.3.3 Verificação das ripas

São apresentadas as equações (22) e (23) para se obter as cargas totais em cada eixo juntamente com seus parâmetros e resultados na Quadro 4.

$$p_x = \gamma_g \cdot g \cdot \cos(\theta) + \gamma_q \cdot q \quad (22)$$

$$p_y = \gamma_g \cdot g \cdot \sin(\theta) \quad (23)$$

Em que:

p_x e p_y é a resultante de cálculo entre as cargas permanentes e variáveis [N/cm];

g é a parcela de carga permanente [N/cm];

q é a parcela de carga variável [N/cm];

γ_g é o coeficiente de majoração de cargas permanentes;

γ_q é o coeficiente de majoração de cargas variáveis;

θ é o ângulo de inclinação do telhado.

Quadro 4 - Parâmetros e cargas atuantes nas ripas

	b	h	UN
Seção	5,000	2,500	cm
Distância entre ripas	32,000		cm
Distância do vão	60,000		cm
Peso das telhas	0,057		N/cm ²
Peso do forro + manta	0,005		N/cm ²
Carga acidental	0,060		N/cm ²
Massa esp. madeira	1000,000		kg/m ³
Inclinação (θ)	45,000		Graus
kmod	0,560		
km	0,700		
fc0,k	3200,000		N/cm ²
fv,k	450,000		N/cm ²
Ec0,m	1700000,000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Y_w)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Y_w)	1,8		
Coef.Maj. Perm (Y_g)	1,3		
Coef. Maj. Var. (Y_q)	1,5		
Área da seção (cm ²)	12,500		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	6,510	26,042	
Cargas atuantes nas ripas			
Peso próprio	0,123		N/cm
Peso do forro + manta	0,164		N/cm
Peso telhas	1,824		N/cm
Carga perm. (g)	2,111		N/cm
Carga variável (q)	1,920		N/cm
Carga Total X (p,x)	4,821		N/cm
Carga Total Y (p,y)	1,941		N/cm

Fonte: Do autor (2023).

A partir disso, iniciando pela verificação da flexão oblíqua o momento fletor atuante em cada direção através da equação (24).

$$M, d = \frac{p \cdot l^2}{8} \quad (24)$$

Em que:

- M, d é o valor de cálculo do momento fletor [N/cm];
 p é a resultante de cálculo entre as cargas permanentes e variáveis [N/cm];
 l é o comprimento do vão [cm].

Já as tensões solicitantes de cálculo para flexão foram obtidas através da equação (25).

$$\sigma M, d = \frac{M, d}{I} \cdot \frac{y}{2} \quad (25)$$

Em que:

- $\sigma M, d$ é o valor de cálculo da tensão atuante de flexão [N/cm²];
 I é o valor do módulo do momento de inércia [cm⁴];
 $\frac{y}{2}$ é a distância da extremidade até a linha neutra do eixo [cm].

Assim calcula-se o valor de cálculo para tensão da flexão atuante $\sigma M, d$ e, a partir dele realiza-se a verificação prescrita na norma técnica NBR 7190:1 (ABNT, 2022).

$$\sigma Mx, d = \frac{(4,821 \cdot 60^2)/8}{6,510} \cdot \frac{2,5}{2} = 416,501 \text{ Ncm}$$

$$\sigma My, d = \frac{(1,941 \cdot 60^2)/8}{26,042} \cdot \frac{5,0}{2} = 83,834 \text{ Ncm}$$

O valor de cálculo da resistência à flexão pode ser calculado conforme a equação (26).

$$f_{m,d} = f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w} \quad (26)$$

Em que:

- $f_{m,d}$ é o valor da resistência à flexão;
 $f_{c0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras;
 k_{mod} é o coeficiente descrito em 3.6;
 $f_{c0,k}$ é o valor da resistência característica à compressão paralela;
 γ_w é o coeficiente de minoração para a flexão, descrito em 3.6;

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{3200}{1,4} = 1280 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{416,501}{1280} + 0,7 \cdot \frac{83,834}{1280} = 0,371 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$0,7 \cdot \frac{1146,125}{1280} + \frac{136,477}{1280} = 0,293 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para a verificação do cisalhamento na ripa, considerando-a biapoiada, calcula-se para cada direção o esforço cortante máximo de acordo com a equação (27).

$$V = \frac{p \cdot l}{2} \quad (27)$$

Em que:

- p é a resultante de cálculo entre as cargas permanentes e variáveis [N/cm];
 l é o comprimento do vão [cm].

Já para a verificação da tensão máxima cisalhante calcula-se primeiro a resistência ao cisalhamento longitudinal segundo a equação (28).

$$f_{v0,d} = k_{mod} \frac{f_{v0,k}}{\gamma_w} \quad (28)$$

Em que:

- $f_{v0,d}$ é o valor da resistência ao cisalhamento longitudinal [N/cm²];
 k_{mod} é o coeficiente descrito em 3.6;
 γ_w é o coeficiente de minoração para o cisalhamento, descrito em 3.6.

$$f_{v0,d} = k_{mod} \frac{f_{v0,k}}{\gamma_w}$$

$$f_{v0,d} = 0,56 \cdot \frac{450}{1,8} = 140 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{4,821 \cdot 60/2}{12,5} = 17,354 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow \text{OK!}$$

$$\tau_{d,y} = 1,5 \frac{1,896 \cdot 60/2}{7,5} = 6,986 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow \text{OK!}$$

Por fim, para a verificação do deslocamento instantâneo foi adotado o estado-limite de serviço (ELS), ou seja, $\gamma_f = 1,00$. Assim a carga total em x e y segundo a ELS são apresentadas na Quadro 5, e foram calculadas segundo a equações (22) e (23), porem utilizando o coeficiente referente ao estado-limite de serviço para ambas as cargas, permanentes e variáveis.

Quadro 5 - Cargas ELS atuantes nas ripas

Carga em X ELS	3,413	N/cm
Carga em Y ELS	1,493	N/cm

Fonte: Do autor (2023).

Com as cargas pode-se calcular o deslocamento instantâneo para as duas direções considerando um carregamento distribuído, segundo a equação (.

$$E_{c0,ef} = k_{mod} * E_{c0,m} \quad (29)$$

Em que:

$E_{c0,ef}$ é o valor do módulo de elasticidade efetivo na compressão [N/cm²];

k_{mod} é o coeficiente descrito em 3.6;

$E_{c0,m}$ é o valor médio do módulo de elasticidade efetivo na compressão [N/cm²].

$$E_{c0,ef} = 0,56 \cdot 1700000,0 = 952000 \text{ N/cm}^2$$

O deslocamento instantâneo para a verificação das três primeiras peças da estrutura do telhado foi calculado com o auxílio de planilhas eletrônicas através das equações (19) e (30).

$$\delta_{inst} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} \quad (30)$$

onde

- δ_{inst} é o deslocamento instantâneo [cm];
- p é a carga total, segundo o estado-limite de serviço [N/cm];
- l é o comprimento do vão [cm];
- $E_{c0,ef}$ é o valor do módulo de elasticidade efetivo na compressão [N/cm²];
- I é o valor do módulo do momento de inércia [cm⁴].

$$\delta_{inst,x} = \frac{5 \cdot p_x \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 3,413 \cdot 60^4}{384 \cdot 952000,0 \cdot 6,510} = 0,093 \text{ cm} \leq \frac{60}{300} = 0,2 \Rightarrow OK!$$

$$\delta_{inst,y} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,493 \cdot 60^4}{384 \cdot 952000,0 \cdot 26,042} = 0,010 \text{ cm} \leq \frac{60}{300} = 0,2 \Rightarrow OK!$$

4.4 Dimensionamento dos caibros

Os caibros recebem as ripas e devem ser dimensionados quanto a flexocompressão por estar inclinado na direção do telhado, e conseqüentemente deve ser verificada sua estabilidade. Os cálculos para seu dimensionamento foram feitos considerando os caibros como vigas biapoiadas entre as terças.

Para o projeto em questão foram adotados caibros de 5 x 8 centímetros devido à alta inclinação e peso das telhas escolhidas. O vão, que é a distância entre as terças foi definido como 1,50 metros.

4.4.1 Ações e esforços nos caibros

As ações permanentes atuantes nos caibros são as mesmas atuantes nas ripas, acrescidas do peso próprio. Dessa forma, o peso próprio das ripas foi dividido pelo espaçamento entre elas a fim de se obter o peso próprio das ripas por m^2 . A ação variável atuantes nos caibros, analogamente as ripas, foi considerada como apenas a carga do vento, incidente somente perpendicularmente ao plano do telhado. Os valores das cargas consideradas para os caibros podem ser observados na Quadro 6.

Quadro 6 - Parâmetros e cargas atuantes nos caibros

	Base	Altura	UN
Seção	5	8	cm
Distância entre caibros	60,000		cm
Distância do vão	150,000		cm
Peso das ripas	0,0038		N/cm ²
Peso das telhas	0,057		N/cm ²
Peso do forro + manta	0,005		N/cm ²
Carga acidental	0,060		N/cm ²
Massa esp. Madeira	1000,000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45,000		Graus
kmod	0,560		
km	0,700		
fc0,k	3200,000		N/cm ²
fv,k	450,000		N/cm ²
Ec0,05	1400000,000		N/cm ²
Ec0,m	1700000,000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,400		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,800		
Coef. Maj. Var. (Yg)	1,300		
Coef. Maj. Var. (Yq)	1,500		
Área da seção (cm ²)	40,000		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	213,3333	83,33333	

Cargas atuantes nos caibros		
Peso próprio	0,392	N/cm
Peso do forro + manta	0,308	N/cm
Peso telhas	3,420	N/cm
Peso ripas	0,230	N/cm
Carga perm. (g)	4,351	N/cm
Carga variável (q)	3,600	N/cm
Carga Total (X)	9,399	N/cm
Carga Total (Y)	3,999	N/cm
Carga Total ELS (X)	6,676	N/cm

Fonte: Do autor (2022).

4.4.2 Verificação dos caibros

O dimensionamento dos caibros inicia-se pela verificação estabilidade da peça, calculando os índices de esbeltez e esbeltez relativas e os coeficientes k e k_c para cada direção de acordo com as equações (9), (11), (12), (15), (16), (17) e(18), respectivamente.

$$\lambda_x = \frac{150}{\sqrt{213,333/40}} = 64,951 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_y = \frac{150}{\sqrt{83,333/40}} = 103,923 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \frac{64,951}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 0,988$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{103,923}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 1,581$$

$$k_x = 0,5 \cdot [1 + 0,2(0,988 - 0,3) + (0,988)^2] = 1,057$$

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(1,581 - 0,3) + (1,581)^2] = 1,878$$

$$k_{cx} = \frac{1}{1,057 + \sqrt{(1,057)^2 - (0,988)^2}} = 0,697$$

$$k_{cy} = \frac{1}{1,878 + \sqrt{(1,878)^2 - (1,581)^2}} = 0,345$$

Os cálculos referentes as tensões normais de flexão e compressão e a verificação da estabilidade dos caibros foram feitos empregando as equações (25), (2), (13), e (14) e a equação (31), exibida a seguir.

$$\sigma Mx, d = \frac{(9,399 \cdot 150^2)/8}{213,333} \cdot \frac{8}{2} = 495,669 \text{ Ncm}$$

$$\sigma My, d = 0 \text{ Ncm}$$

$$N_{c,d} = \frac{p_y \cdot l}{2} \quad (31)$$

Em que:

$N_{c,d}$ é o valor de cálculo da força normal de compressão [N];

p_y é a carga resultante de cálculo para direção y [N/cm];

l é comprimento do vão [cm].

$$N_{c,d} = \frac{3,999 \cdot 150}{2} = 299,951 \text{ N}$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{299,951}{40} = 7,498 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{7,498}{0,697 \cdot 1280} + \frac{495,669}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,395 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{7,498}{0,345 \cdot 1280} + 0,7 \frac{495,669}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,288 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Com a estabilidade verificada realizou-se a verificação da flexocompressão empregando as equações (6) e (7).

$$\left(\frac{7,498}{1280}\right)^2 + \frac{495,669}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,387 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{7,498}{1280}\right)^2 + 0,7 \frac{495,669}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,271 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para verificação do cisalhamento tem-se, segundo a equação (8):

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{9,399 \cdot 150/2}{40} = 26,435 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Por fim para a verificação do deslocamento instantâneo, considerando o estado limite de serviço com $\gamma_f = 1,00$, e empregando a equação (19) e (30) tem-se:

$$\delta_{inst} = \frac{5 \cdot p \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} = \frac{5 \cdot 6,676 \cdot 150^4}{384 \cdot 952000,0 \cdot 213,333} = 0,21 \text{ cm} \leq \frac{150}{300} = 0,5 \Rightarrow OK!$$

4.5 Dimensionamento das Terças

As terças foram dispostas no projeto de tal forma a possuírem um espaçamento de 150 centímetros e distância entre apoios de 198 centímetros e foram adotadas inicialmente terças de 8 x 15 centímetros. Assim como as ripas, as terças devem ser verificadas quanto a flexão oblíqua.

Assim como nos elementos anteriores os esforços são calculados da mesma forma, isto é, o peso dos caibros foi transformado a fim de se obter seu peso por metro quadrado. A ação do vento incide apenas sobre o eixo X. As ações permanentes e variáveis e os parâmetros de cálculo adotados podem ser observadas no Quadro 7. A decomposição das cargas em dois eixos foi feita análoga ao processo das ripas segundo as equações (22) e (23).

Quadro 7 - Parâmetros e cargas atuantes nas terças

	b	h	UN
Seção	8	15	cm
Distância entre terças	150		cm
Distância do vão	198		cm

Peso das ripas	0,004	N/cm ²
Peso dos caibros	0,007	N/cm ²
Peso das telhas	0,057	N/cm ²
Peso do forro + manta	0,005	N/cm ²
Carga acidental	0,060	N/cm ²
Massa esp. Madeira	1000	kg/m ³
Inclinação do telhado	45	Graus
kmod	0,56	
km	0,7	
fc0,k	3200	N/cm ²
fv,k	450	N/cm ²
Ec0,m	1700000	N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4	
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8	
Coef. Major. C. Perm.	1,3	
Coef. Major. Sobre.	1,5	
Área da seção (cm ²)	120	cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy
	2250	640
		cm ⁴
Peso próprio	1,177	N/cm
Peso do forro + manta	0,771	N/cm
Peso ripas	0,575	N/cm
Peso caibros	0,981	N/cm
Peso telhas	8,550	N/cm
Carga perm. (g)	12,054	N/cm
Carga acidental (q)	9,000	N/cm
Carga Total X (p,x)	24,581	N/cm
Carga Total Y (p,y)	11,081	N/cm

Fonte: Do autor (2023).

4.5.1 Verificação das terças

Calcula-se o valor de cálculo para flexão atuante $\sigma M, d$ e, a partir dele realiza-se a verificação empregando as equações (25), (4), e (5):

$$\sigma M_x, d = \frac{(24,581 \cdot 198^2)/8}{2250} \cdot \frac{15,0}{2} = 401,522 \text{ Ncm}$$

$$\sigma M_y, d = \frac{(11,081 \cdot 198^2)/8}{640} \cdot \frac{8,0}{2} = 339,375 \text{ Ncm}$$

$$\frac{401,522}{1280} + 0,7 \cdot \frac{339,375}{1280} = 0,499 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$0,7 \cdot \frac{401,522}{1280} + \frac{339,375}{1280} = 0,484 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para a verificação do cisalhamento na terça, considerando-a biapojada, calculou-se para cada direção a tensão cisalhante máxima de cálculo empregando a equação (8)(8).

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{24,581 \cdot 198/2}{120} = 30,418 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\tau_{d,y} = 1,5 \frac{11,081 \cdot 198/2}{120} = 13,712 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Por fim, para a verificação do deslocamento instantâneo foi adotado o estado-limite de serviço, ou seja, $\gamma_f = 1,00$. Assim a carga total em x e y segundo o estado-limite de serviço, calculados de acordo com as equações (22) e (23), substituindo o coeficiente. Os resultados são apresentados no Quadro 8.

Quadro 8 - Cargas ELS atuantes nas terças

Carga em X ELS	17,523	N/cm
Carga em Y ELS	8,523	N/cm

Fonte: Do autor (2023)

Com as cargas pode-se calcular o deslocamento instantâneo para as duas direções considerando um carregamento distribuído segundo a equação (30):

$$\delta_{inst,x} = \frac{5 \cdot p_x \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I_x} = \frac{5 \cdot 17,523 \cdot 198^4}{384 \cdot 952000,0 \cdot 2250} = 0,163 \text{ cm} \leq \frac{198}{300} = 0,66 \Rightarrow OK!$$

$$\delta_{inst,y} = \frac{5 \cdot p_y \cdot l^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 8,523 \cdot 198^4}{384 \cdot 952000,0 \cdot 640} = 0,279 \text{ cm} \leq \frac{198}{300} = 0,66 \Rightarrow OK!$$

4.6 Dimensionamento das vigas inclinadas que apoiam as terças

Para apoiar as terças foi optado por quatro vigas inclinadas para sustentar cada água do telhado. Estas vigas têm 6 metros de comprimento e sua extensão vai da ponta do beiral até a cumeeira, foram espaçadas de 198 centímetros e possuem inclinação acompanhando o telhado de 45 graus. Essas vigas são biapoiadas, porém há um balanço de 2,00 metros em sua extremidade inferior e uma distância entre seus apoios de 3,80 metros. Tais vigas devem ser dimensionados quanto à flexocompressão e, conseqüentemente, deve ser verificada sua estabilidade, além disso foi verificado o deslocamento limite e o cisalhamento. Adotou-se a dimensão de 11x30 centímetros para os cálculos.

Inicialmente para encontrar a reação de cada terça, biapoiada, utilizou-se sua carga permanente, do Quadro 8, anterior, empregando a equação (27), e multiplica-lo pelo coeficiente de majoração de carga permanente para o estado-limite último, descrito em 3.6.

$$V = \frac{12,054 \cdot 1,3 \cdot 198}{2} = 1551,350 \text{ N}$$

A partir disso, tem-se que as duas vigas inclinadas centrais apoiam sempre 2 terças, ou seja, em cada ponto deve-se dobrar a reação das terças. Assim a reação das terças total Q foi calculada,

$$Q = 1551,350 \cdot 2 = 3102,700 \text{ N}$$

Essa viga foi analisada através do software Ftool (PUC-RIO, 2018), e para isso foram geradas duas análises que foram posteriormente somadas. A primeira análise foi feita para a viga com sua carga permanente, vertical para baixo e a segunda para a viga com a carga variável do vento, incidindo perpendicularmente ao plano do telhado.

A carga permanente e variável, calculadas analogamente ao método descrito durante as verificações anteriores segundo as equações (22) e (23) e a reação das terças estão no Quadro

9 e são exibidas na Figura 9 e na Figura 14 (APÊNDICE A). O esforço de compressão, cisalhante e momentos, para as cargas permanentes e variáveis atantes no elemento podem ser vistos na Figura 10, Figura 11, Figura 12, Figura 15, e Figura 16 (APÊNDICE A).

Quadro 9 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas inclinadas da cobertura

	b	h	UN
Seção	11	30	cm
Distância entre vigas	198		cm
Comprimento	600		cm
Nmr. de Terças	5		um
Reação das Terças	1551,350		N
R. Viga mais solicitada	3102,701		N
Carga acidental	0,060		N/cm ²
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
Ec0,05	1400000		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm. (Yg)	1,3		
Coef. Maj. Var. (Yq)	1,5		
Área da seção (cm ²)	330		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	24750	3327,5	
Peso próprio	3,237		N/cm
Carga variável(q)	11,880		N/cm
Carga perm. majorada	4,208		N/cm
Carga variável majorada	17,820		N/cm

Md,x Vento	356400,000	Ncm
Md,x Carga permanente	590364,098	Ncm
Mx,d	946764,098	N.cm
Nc,d	9328,483	N

Fonte: Do autor (2023).

4.6.1 Verificação das vigas inclinadas

O comprimento flambagem considerado foi o maior obtido empregando a Equação (10) em cada uma das seções das vigas inclinadas, sendo elas uma em balanço e outra biapoiada.

$$L_0 = (200 * 2,1) = 420 \text{ cm, para a parte em balanço}$$

$$L_0 = (380 * 1,0) = 380 \text{ cm, para a parte biapoiada}$$

Assim, segue-se para as verificações de estabilidade, analogamente aos caibros, de acordo com as equações (9), (11), (12), (17), (18), (15), (16), respectivamente.

$$\lambda_x = \frac{420}{\sqrt{24750/330}} = 48,497 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_y = \frac{420}{\sqrt{3327,5/330}} = 132,265 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \frac{48,497}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 0,738$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{132,265}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 2,012$$

$$k_x = 0,5 \cdot [1 + 0,2(0,738 - 0,3) + (0,738)^2] = 0,816$$

$$k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(2,012 - 0,3) + (2,012)^2] = 2,697$$

$$k_{cx} = \frac{1}{0,816 + \sqrt{(0,816)^2 - (0,738)^2}} = 0,858$$

$$k_{cy} = \frac{1}{2,697 + \sqrt{(2,697)^2 - (2,012)^2}} = 0,222$$

Para o cálculo das tensões solicitantes de cálculo para a flexão e compressão, foram empregadas as equações (25) e (31), e a estabilidade foi verificada empregando as equações (13) e (14).

$$\sigma M_{x,d} = \frac{946764,098}{24750} \cdot \frac{30,0}{2} = 573,796 \text{ Ncm}$$

$$\sigma M_{y,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{9328,483}{330} = 28,268 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{28,268}{0,858 \cdot 1280} + \frac{573,796}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,474 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{28,268}{0,222 \cdot 1280} + 0,7 \frac{573,796}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,413 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Com a estabilidade verificada, falta a verificação da flexocompressão, realizada ao empregar as equações (6) e (7), respectivamente.

$$\left(\frac{28,268}{1280}\right)^2 + \frac{573,596}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,448 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{28,268}{1280}\right)^2 + 0,7 \frac{573,596}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,314 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para verificação do cisalhamento tem-se, das Figura 11 e Figura 15 os valores do esforço cisalhante em ambas as análises, que são somados para a verificação do cisalhamento de acordo com a Equação (8).

$$V_{,d} = V_{g,d} + V_{q,d} = 9328,483 + 7878,31 = 17206,79 \text{ N}$$

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{17206,79}{330} = 78,212 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Quanto a verificação dos deslocamentos instantâneos, como os resultados destes, mesmo no estado-limite de último estágio dentro do deslocamento limite, não foi necessária a

avaliação no estado-limite de serviço. Os valores do deslocamento instantâneo considerando o estado-limite último é a soma do deslocamento causado pela carga permanente somado do causado pela carga variável que podem ser observados na Figura 13 e Figura 17 (APÊNDICE A).

O maior deslocamento acontece na seção em balanço da viga. Assim foi feita a verificação empregando a equação(20).

$$\delta_{inst} = 0,59 + 0,13 = 0,72 \text{ cm} \leq \frac{200}{150} = 1,33 \text{ cm} \Rightarrow OK!$$

4.7 Dimensionamento das vigas inferiores que recebem as inclinadas

Um total de três vigas apoiam as vigas inclinadas, sendo duas delas apoiando as partes inferiores das vigas inclinadas e outra apoiando a parte superior. As vigas que apoiam a cobertura foram dimensionadas quanto à flexão simples, cisalhamento e deslocamento limite. Cada uma delas recebe além do peso próprio a reação de quatro vigas inclinadas, sendo as duas centrais com o dobro da carga uma vez que possuem o dobro da área de influência. Primeiramente foram dimensionadas as vigas inferiores.

4.7.1 Vigas inferiores que recebem as inclinadas

Estas vigas possuem três apoios, dois próximos as extremidades e um central e suas dimensões foram definidas como 8x35 centímetros. As cargas permanentes que atuam nessa viga são somente o peso próprio e as reações das vigas inclinadas. Estas reações podem ser calculadas somando-se as reações da Figura 9 e Figura 14, referentes as vigas inclinadas (APÊNDICE A).

$$R = 13192,468 + 7878,31 = 21070,778 \text{ N}$$

Com isso, dividiu-se esta carga por dois a fim de se obter a reação das vigas da extremidade. Com os valores de cálculo, a viga foi analisada pelo Ftool (PUC-RIO 2018), de onde foram retirados os valores referentes ao momento e ao esforço cisalhante, como pode ser

observado na a Figura 18, Figura 19 e Figura 20 (APÊNDICE A). Esses valores assim como as cargas devido ao peso próprio da viga e seus parâmetros de cálculo podem ser observados no Quadro 10.

Quadro 10 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas que recebem as inclinadas

	b	h	UN
Seção	8	35	cm
Comprimento	595		cm
Viga mais solicit.	21070,778		N
Vigas extremidade	10535,389		N
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef. Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef. Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm.	1,3		
Coef. Maj. Sobre	1,5		
Área da seção (cm ²)	280		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	28583,33	1493,333	
Peso próprio	2,747		N/cm
Peso próprio maj.	3,571		N/cm
Md	669691,660		Ncm
V,d	25148,750		N

Fonte: Do autor (2023).

Seguindo para a verificação, primeiro verifica-se a viga quanto à flexão reta simples, de acordo com as equações (25) e (3).

$$\sigma_{M,d} = \frac{661206,962}{28583,333} \cdot \frac{35}{2} = 404,820 \text{ Ncm}$$

$$\frac{404,820}{1280} = 0,316 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Foi realizada a verificação do esforço cisalhante na viga empregando a equação (8).

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{25148,750}{280} = 133,119 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Por fim, como o deslocamento instantâneo avaliado no ELU (estado-limite último) não superou o deslocamento limite, essa avaliação não será feita também no ELS. Assim, considerando a seção em balanço como a seção onde ocorre o deslocamento crítico, fez-se a verificação empregando a equação (20).

$$\delta_{inst,x} = 0,055 \leq \frac{67}{150} = 0,446 \Rightarrow OK!$$

4.7.2 Dimensionamento da viga superior que recebe as inclinadas

A viga superior que recebe a cobertura conta com apenas dois apoios próximos as suas extremidades e por estarem no topo estas apoiam duas vigas inclinadas em cada ponto, e assim como nas vigas inferiores as vigas inclinadas que descarregam nas extremidades possuem metade da área de influência resultando em uma carga menor.

Essa viga possui dimensões de 8x35 centímetros e as cargas permanentes que atuam nessa viga são somente o peso próprio e as reações das vigas inclinadas. Estas reações podem ser calculadas somando-se as reações da Figura 9 e Figura 14 (APÊNDICE A), referentes as vigas inclinadas.

$$R = 2 \cdot (4846,045 + 2813,68) = 15319,45 \text{ N}$$

$$R_{extremidades} = (4846,045 + 2813,68) = 7659,725 \text{ N}$$

Os parâmetros de cálculo, cargas permanentes, e os valores obtidos do Ftool (PUC-RIO, 2018) para o momento fletor e esforço cisalhante podem ser observados no Quadro 11 e foram obtidos da Figura 22, Figura 23 e Figura 24.

Quadro 11 - Parâmetros e cargas atuantes na viga superior que recebe as inclinadas

	b	h	UN
Seção	8	35	cm
Comprimento	595		cm
Vigas mais solicit.	15319,45		N
Vigas extremidade	7659,725		
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm.(Yg)	1,3		
Coef. Maj. Var. (Yq)	1,5		
Área da seção (cm ²)	280		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	28583,33	1493,333	
Peso próprio	2,7468		N/cm
Carga total (p)	3,57084		N/cm
Md	1649408,551		Ncm
V,d	24041,250		N

Fonte: Do autor (2023).

Seguindo para a verificação, primeiro verificou-se a viga quanto à flexão simples reta de acordo com as equações (25) e (3).

$$\sigma M, d = \frac{1649408,551}{28583,333} \cdot \frac{35}{2} = 1009,841 \text{ Ncm}$$

$$\frac{1009,841}{1280} = 0,789 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para realizar a verificação do esforço cisalhante na viga emprega-se a equação (8).

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{24041,250}{280} = 128,792 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Por fim, como o deslocamento instantâneo avaliado no ELU não superou o deslocamento limite, essa avaliação não será feita também no ELS. Assim, considerando o deslocamento obtido na Figura 25, e considerando a seção biapoiada como a seção onde ocorre o deslocamento crítico, empregou-se a equação (19).

$$\delta_{inst,x} = 1,374 \text{ cm} \leq \frac{460}{300} = 1,533 \text{ cm} \Rightarrow OK!$$

4.8 Dimensionamento das vigas frontais e posteriores

Essas vigas possuem seção menor e diferentemente das demais possuindo 8x20 centímetros, possuem um vão de 253 centímetros e estão biapoiadas entre dois pilares. Estas possuem uma carga de parede devido a porção de *wood frame* sobre elas. Todas são simétricas, assim como seus carregamentos. A carga de parede utilizada foi distribuída como um carregamento linear uma vez que a parede é mais alta no centro do chalé e vai diminuindo conforme atinge as bordas. Dessa forma, para avaliar o momento, cisalhamento e deslocamento instantâneo foram calculados os pesos relativos à maior e menor altura dessa parede. O peso da parede de *wood frame* foi considerado como 150 kg/m² (Guia da Construção, 2013). Os parâmetros de cálculo, as alturas das paredes, as cargas de cálculo e o momento fletor e esforço cisalhante foram retirados da Figura 26, Figura 27 e Figura 28 (APÊNDICE A) e constam no Quadro 12.

Quadro 12 - Parâmetros e cargas atuantes nas vigas frontais e posteriores

b	h	UN
----------	----------	-----------

Seção	8	20	cm
Comprimento	253		cm
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm.	1,3		
Coef. Maj. Sobre	1,5		
Área da seção (cm ²)	160		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	5333,333	853,3333	
Peso próprio	1,5696		N/cm
Peso <i>Wood Frame</i>	0,15		N/cm ²
Altura máx parede	300		cm
Altura min parede	43		cm
Peso max parede	45		N/cm
Peso min parede	6,45		N/cm
Peso Total max (p)	60,54048		N/cm
Peso Total min (p)	10,42548		N/cm
Md	287730,107		Ncm
V,d	5545,127		N

Fonte: Do autor (2023).

Essas vigas devem também ser verificadas quanto a flexão simples reta, ao cisalhamento e ao deslocamento limite. Assim, para a verificação da flexão simples reta empregando as equações (25) e (3).

$$\sigma_{M,d} = \frac{287730,107}{5333,333} \cdot \frac{20}{2} = 539,493 \text{ Ncm}$$

$$\frac{539,493}{1280} = 0,421 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Para a verificação do esforço cisalhante na viga, emprega-se a equação (8).

$$\tau_{d,x} = 1,5 \frac{5545,127}{160} = 51,985 \text{ N/cm}^2 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

Por fim, como o deslocamento instantâneo avaliado no ELU não superou o deslocamento limite, essa avaliação não será feita também no ELS. O deslocamento pode ser observado na Figura 29 e é verificado conforme a equação (19).

$$\delta_{inst,x} = 0,37 \text{ cm} \leq \frac{253}{300} = 0,843 \text{ cm} \Rightarrow OK!$$

4.9 Dimensionamento dos pilares centrais da fachada e posterior

Estes dois pilares foram os mais esbeltos deste projeto, porém como existem 2 vigas travando este pilar em seu meio será consideradas duas seções para o dimensionamento. A seção superior do pilar possui comprimento de 268 centímetros enquanto a seção inferior possui comprimento igual a 245 centímetros.

4.9.1 Seção superior

Este pilar, com seção de 15x15 centímetros, tem apoiado sobre si a viga que recebe a cobertura, entretanto esta viga não gera momento sobre o pilar uma vez que ela é contínua sobre ele. Os esforços de compressão avaliados no pilar aqueles descarregados pela viga e o peso próprio do pilar. Para avaliação do comprimento de flambagem, foi empregando a Equação (10).

$$L_0 = 1,2 \cdot 268 = 321,6 \text{ cm}$$

A reação da viga apoiada por este pilar, foi obtido da reação da viga superior que apoia as inclinadas, Figura 22 (APÊNDICE A).

$$R = 24041,250 \text{ N}$$

Os valores dos parâmetros de cálculo utilizados, das cargas causadas pelo peso próprio do pilar e a carga de compressão axial, constituída pela soma da reação das vigas apoiadas neste pilar pelo seu peso próprio, podem ser vistos no Quadro 13.

Quadro 13 - Parâmetros dos pilares centrais da fachada e posterior, em sua seção superior

	b	h	UN
Seção	15	15	cm
Comprimento	268		cm
kE	1,2		
L0	321,6		cm
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
E00,5	1400000		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm. (Yg)	1,3		
Coef. Maj. Var. (Yq)	1,5		
Área da seção (cm ²)	225		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	4218,75	4218,75	
Mx,d	0		Ncm
My,d	0		Ncm
Peso Próprio	591,543		N
Peso Próprio Maj.	769,006		N
Reação Viga Sup.	24041,250		N
Nc	24810,256		N

Fonte: Do autor (2023).

A partir disso segue-se para a verificação da estabilidade da peça, considerando que ambas as dimensões do pilar são iguais, foram empregadas as equações (9), (11), (12), (17), (18), (15), (16), (25), (31), (13), e (14).

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{321,6}{\sqrt{4218,75/225}} = 74,270 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \lambda_{rel,y} = \frac{74,270}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 1,130$$

$$k_x = k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(1,130 - 0,3) + (1,130)^2] = 1,221$$

$$k_{cx} = k_{cy} = \frac{1}{1,221 + \sqrt{(1,221)^2 - (1,130)^2}} = 0,593$$

$$\sigma M_{x,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma M_{y,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{24810,26}{225} = 110,267 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{110,267}{0,593 \cdot 1280} + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,145 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{110,267}{0,593 \cdot 1280} + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,145 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Com a estabilidade verificada fez-se então a verificação da flexo compressão de acordo com as equações(6) e (7).

$$\left(\frac{110,267}{1280}\right)^2 + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,0074 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{110,267}{1280}\right)^2 + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,0074 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

4.9.2 Seção inferior

Esta seção do pilar, também de seção 15 x 15 centímetros, tem apoiado sobre si as 2 vigas frontais, no caso do pilar da frente, e as 2 vigas posteriores no caso do pilar posterior. Como essas vigas estão em direções opostas e possuem simetria, os momentos se anulam. Os esforços de compressão atuantes no pilar são seu peso próprio, a reação das duas vigas frontais/posteriores, de acordo com a Figura 26 (APÊNDICE A), e o peso vindo de sua seção superior.

$$R = 2 \cdot (5545,127) = 11090,254 \text{ N}$$

A avaliação do comprimento de flambagem utilizado no cálculo do índice de esbeltez foi feita empregando a Equação (10).

$$L_0 = 1,0 \cdot 245 = 245 \text{ cm}$$

Todos os parâmetros de cálculo juntamente com as cargas de compressão axial e o comprimento de flambagem estão dispostos no Tabela 14.

Tabela 14 - Parâmetros dos pilares centrais da fachada e posterior, em sua seção inferior

	b	h	UN
Seção	15	15	cm
Comprimento	245		cm
kE	1		
L0	245		cm
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
E00,5	1400000		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm.	1,3		

Coef. Maj. Sobre	1,5		
Área da seção (cm ²)	225		cm ²
Momentos de Inércia	I _x	I _y	cm ⁴
	4218,75	4218,75	
M _{x,d}	0		Ncm
M _{y,d}	0		Ncm
Peso seção sup	24810,256		N
Peso Próprio	540,776		N
Peso Próprio Maj.	703,009		N
Reação Vigas Fachada (x2)	11090,254		N
N _c	37144,295		N

Fonte: Do autor (2023).

A partir disso segue-se para as verificações competentes a estabilidade da peça, considerando que ambas as dimensões do pilar são iguais, foram empregadas as equações (9), (11), (12), (17), (18), (15), (16), (25), (31), (13), e (14), respectivamente.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{245}{\sqrt{4218,75/225}} = 56,580 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \lambda_{rel,y} = \frac{56,580}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 0,861$$

$$k_x = k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(0,861 - 0,3) + (0,861)^2] = 0,926$$

$$k_{cx} = k_{cy} = \frac{1}{1,221 + \sqrt{(1,221)^2 - (1,130)^2}} = 0,787$$

$$\sigma M_{x,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma M_{y,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{37144,295}{225} = 165,085 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{165,085}{0,787 \cdot 1280} + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,163 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{165,085}{0,787 \cdot 1280} + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,163 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Após realizar a verificação da estabilidade da peça, faz-se a verificação da flexocompressão segundo as equações (6) e (7).

$$\left(\frac{165,085}{1280}\right)^2 + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,0166 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{165,085}{1280}\right)^2 + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,0166 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

4.10 Dimensionamento dos pilares centrais das laterais

Este pilar de seção 15 x 15 centímetros têm apoiado sobre si as vigas laterais cuja cobertura se apoia. Como o pilar se situa no centro da viga, não há momentos de primeira ordem gerados no pilar. A reação central da viga inferior que apoia as inclinadas no pilar pode ser observada na Figura 18 (APÊNDICE A).

A avaliação do comprimento de flambagem utilizado no cálculo do índice de esbeltez foi feita empregando a Equação (10).

$$L_0 = 1,0 \cdot 245 = 245 \text{ cm}$$

Todas os parâmetros de cálculo juntamente com as cargas de compressão axial e o comprimento de flambagem estão dispostos no Quadro 15 .

Quadro 15 - Parâmetros e cargas atuantes nos pilares centrais da lateral

	b	h	UN
Seção	15	15	cm
Comprimento	245		cm
kE	1		
L0	245		cm
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³

Inclinação do telhado	45	Graus
kmod	0,56	
km	0,7	
fc0,k	3200	N/cm ²
fv,k	450	N/cm ²
E00,5	1400000	N/cm ²
Ec0,m	1700000	N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4	
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8	
Coef. Maj. Perm.	1,3	
Coef. Maj. Sobre	1,5	
Área da seção (cm ²)	225	cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy
	4218,75	4218,75
		cm ⁴
Peso Próprio	540,776	N
Peso Próprio Majorado	703,009	N
Reação Viga Sup.	24848,968	N
Nc	25551,977	N

Fonte: Do autor (2023).

A partir disso seguiu-se para as verificações competentes a estabilidade da peça, considerando que ambas as dimensões do pilar são iguais. Para isso, foram empregadas as equações (9), (11), (12), (17), (18), (15), (16), (25), (31), (13), e (14) respectivamente.

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{245}{\sqrt{4218,75/225}} = 56,580 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \lambda_{rel,y} = \frac{56,580}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 0,861$$

$$k_x = k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(0,861 - 0,3) + (0,861)^2] = 0,926$$

$$k_{cx} = k_{cy} = \frac{1}{1,221 + \sqrt{(1,221)^2 - (1,130)^2}} = 0,787$$

$$\sigma Mx, d = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma My, d = 0 \text{ Ncm}$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{25551,977}{225} = 113,564 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{113,564}{0,787 \cdot 1280} + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,112 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{113,564}{0,787 \cdot 1280} + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,112 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Após realizar a verificação da estabilidade da peça, fez-se a verificação da flexocompressão segundo as equações (6) e (7).

$$\left(\frac{113,564}{1280}\right)^2 + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{0}{1280} = 0,0078 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{113,564}{1280}\right)^2 + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{0}{1280} = 0,0078 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

4.11 Dimensionamento dos pilares de canto

Os pilares dos cantos são simétricos, logo, possuem as mesmas cargas. Para eles foi também adotado uma seção de 15x15 centímetros. Em uma de suas direções, a viga que recebe a cobertura é contínua sobre ele, não gerando momentos de primeira ordem. Já as vigas frontais e posteriores geram momentos de primeira ordem no pilar de acordo com a excentricidade em relação ao centro de cargas do pilar.

A avaliação do comprimento de flambagem utilizado no cálculo do índice de esbeltez foi feita empregando a Equação (10).

$$L_0 = 1,0 \cdot 245 = 245 \text{ cm}$$

As cargas atuantes como a compressão axial ao longo do pilar são seu peso próprio, a reação das vigas que recebem as inclinadas, de acordo com a Figura 18 (APÊNDICE A), e a reação das vigas frontais de acordo com a Figura 26, (APÊNDICE A). Todos os parâmetros de cálculo juntamente com as cargas de compressão axial e o comprimento de flambagem estão dispostos no Quadro 16.

Quadro 16 - Parâmetros e cargas atuantes nos pilares dos cantos

	b	h	UN
Seção	15	15	cm
Comprimento	245		cm
kE	1		
L0	245		cm
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
fc0,k	3200		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
E00,5	1400000		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef. Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef. Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm. (Yg)	1,3		
Coef. Maj. Sobre (Yq)	1,5		
Área da seção (cm ²)	225		cm ²
Momentos de Inércia	Ix	Iy	cm ⁴
	4218,75	4218,75	
Peso Próprio	540,776		N
Peso Próprio Majorado	703,009		N
Reação Viga Cob.	20243,777		N
Reação da viga frontal	3431,945		N
Nc	24378,731		N

Fonte: Do autor (2023).

A partir disso segue-se para as verificações competentes a estabilidade da peça, considerando que ambas as dimensões do pilar são iguais, foram empregadas as equações (9), (11), (12), (17), (18), (15), (16), (25), (31), (13), e (14) respectivamente. O momento de primeira ordem atuante na direção y do pilar foi calculado de acordo com a Equação (4.11) .

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{245}{\sqrt{4218,75/225}} = 56,580 \leq 140 \Rightarrow OK!$$

$$\lambda_{rel,x} = \lambda_{rel,y} = \frac{56,580}{\pi} \sqrt{\frac{3200}{1400000}} = 0,861$$

$$k_x = k_y = 0,5 \cdot [1 + 0,2(0,861 - 0,3) + (0,861)^2] = 0,926$$

$$k_{cx} = k_{cy} = \frac{1}{1,221 + \sqrt{(1,221)^2 - (1,130)^2}} = 0,787$$

$$\sigma M_{x,d} = 0 \text{ Ncm}$$

$$M_{y,d} = e \cdot V$$

(4.11)

onde

$M_{y,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor atuante na peça;

e excentricidade do ponto de aplicação da carga em relação ao centro do pilar;

V é a carga aplicada.

$$M_{y,d} = 7,5 \cdot 3431,945 = 25739,59 \text{ Ncm}$$

$$\sigma M_{y,d} = \frac{25739,59}{4218,75} \cdot \frac{15,0}{2} = 45,759 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma N_{c,d} = \frac{24378,73}{225} = 108,349 \text{ N/cm}^2$$

$$\frac{108,349}{0,787 \cdot 1280} + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{45,759}{1280} = 0,132 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\frac{108,349}{0,787 \cdot 1280} + 0,7 \frac{0}{1280} + \frac{45,759}{1280} = 0,143 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

Após realizar a verificação da estabilidade da peça, fez-se a verificação da flexocompressão segundo as equações (6) e (7).

$$\left(\frac{108,349}{1280}\right)^2 + \frac{0}{1280} + 0,7 \frac{45,759}{1280} = 0,032 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

$$\left(\frac{108,349}{1280}\right)^2 + 0,7\frac{0}{1280} + \frac{45,759}{1280} = 0,042 \leq 1 \Rightarrow OK!$$

4.12 Dimensionamento das vigas tracionadas

Para impedir o movimento de “abertura” das vigas inclinadas, a favor da segurança, optou-se pelo posicionamento de duas vigas para trabalharem tracionadas, uma em cada par de vigas inclinadas do centro do chalé. Essas vigas foram pensadas para ter sua base a uma altura de 2,75 metros do chão, resultando em vigas de 4,60 metros de comprimento.

Estas vigas foram analisadas no software Ftool® (PUC-RIO, 2018) e constam na Figura 30 (APÊNDICE A) e não foi considerado seu peso próprio.

Para adicionar a carga de vento, observada na Figura 14, na carga analisada pelo software, esta foi decomposta em duas direções segundo as equações (22) e (23).

O esforço de tração solicitante pode ser observado na Figura 31 (APÊNDICE A), e por possuir um valor relativamente baixo optou-se por uma viga de seção comercial pequena de 6 x 12 centímetros. O Quadro 17 contém os parâmetros de cálculo utilizados para a verificação da tração.

Quadro 17 - Parâmetros de cálculo para viga tracionada

	b	h	UN
Seção	6	12	cm
Comprimento	460		cm
Reação das terças	3144,5		N
Massa esp. Madeira	1000		kg/m ³
Inclinação do telhado	45		Graus
kmod	0,56		
km	0,7		
ft0,k	3600		N/cm ²
fv,k	450		N/cm ²
Ec0,m	1700000		N/cm ²
Coef.Ten. Norm. (Yw)	1,4		
Coef.Ten. Sis (Yw)	1,8		
Coef. Maj. Perm. (Yg)	1,3		
Coef. Maj. Sobre (Yq)	1,5		

Área da seção (cm ²)	72		cm ²
Momentos de Inércia	I _x	I _y	cm ⁴
	864	216	
q _x = q _y	12,601		N/cm
g _x	4,210		N/cm
p _x	12,601		N/cm
p _y	16,811		N/cm
N _{t,d}	6210,000		N

Fonte: Do autor (2023)

A verificação da tração na barra foi feita de acordo com a Equação (1) e a resistência a tração da madeira foi realizado conforme a Equação (26), substituindo o valor da resistência característica para flexão pela resistência característica a tração da madeira.

$$f_{t0,d} = 0,56 \cdot \frac{3600}{1,4} = 1440 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{N_{t,d}} = \frac{6210}{72} = 86,250 \text{ N/cm}^2 \leq 1440 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow OK!$$

5 CONCLUSÃO

Durante este trabalho foram apresentado os cálculos referentes ao dimensionamento de toda supraestrutura de um chale térreo em madeira, cuja função era o uso como dormitório em uma pousada situada na zona rural da cidade de Arcos-MG, próximo a uma lagoa, característica que teve impacto durante o dimensionamento da estrutura. O tipo de madeira escolhido (madeira serrada) e a espécie (Angelim Vermelho) foram escolhidos baseado na disponibilidade local.

Os esforços solicitantes de cálculo foram em sua maioria obtidos com o auxílio do software Ftool® (PUC-RIO, 2018), com exceção das três primeiras peças (ripas, caibros e terças), e os cálculos referentes a verificação da peça foram todos realizados manualmente, com o auxílio de planilhas eletrônicas. Dito isso, neste trabalho foi possível desenvolver o conhecimento sobre o comportamento de estruturas em geral, principalmente as de madeira e aperfeiçoar as práticas referentes ao dimensionamento de estruturas.

Assim, espera-se que este trabalho auxilie outros estudantes e engenheiros que buscam obter exemplos práticos de cálculos referentes ao dimensionamento de estruturas de madeira e desperte o interesse na área de estruturas dentro da engenharia. Como sugestão para futuros trabalhos ou trabalhos complementares, ficam o orçamento e planejamento da execução da obra, o estudo do solo e dimensionamento da fundação, a comparação da mesma estrutura analisada a partir de softwares de dimensionamento que utilizam de elementos finitos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, Brasil, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 6123: Forças devido ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, Brasil, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 7190-1: Projeto de estruturas de madeira: Parte 1: Critérios de dimensionamento**. Rio de Janeiro, Brasil, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, Brasil, 2004.

BRASILIT. **Catálogo de produtos Brasilit**. Disponível em: <<https://api.aecweb.com.br/cls/catalogos/brasilit/catalogo-geral-de-produtos-brasilit-2014.pdf>>. Acesso em 10 de dezembro de 2022.

GOOGLE EARTH. **Terreno na zona rural de Arcos-MG**. 2022. Disponível em: <<https://www.google.com.br/intl/pt-BR/earth/>>. Acesso em: 10 de dezembro de 2022.

MOLITERNO, A. **Caderno de Projetos de Telhados em Estruturas de Madeira**. 4, ed. São Paulo, 2010.

MOLINA, J. C; CALIL JUNIOR. C. **Sistema Construtivo em wood frame para casas de madeira**. Londrina, São Paulo. 2010.

MOLINA. J. C; CALIL JUNIOR. C. **Coberturas em estruturas de madeira: exemplos de cálculo**. São Paulo, 2010.

POUSADA SÃO JOÃO. **Pousada São João em Macacos**. 2022. Disponível em: <https://pousadaseujoao.com.br/>. Acesso em 10 de dezembro de 2022.

SISTEMA NACIONAL DE AVALIAÇÕES TÉCNICAS (SiNAT). **Sistema estruturado em peças leves de madeira maciça serrada – Tecverde (tipo light wood framing)**. Brasília, Brasil, 2021.

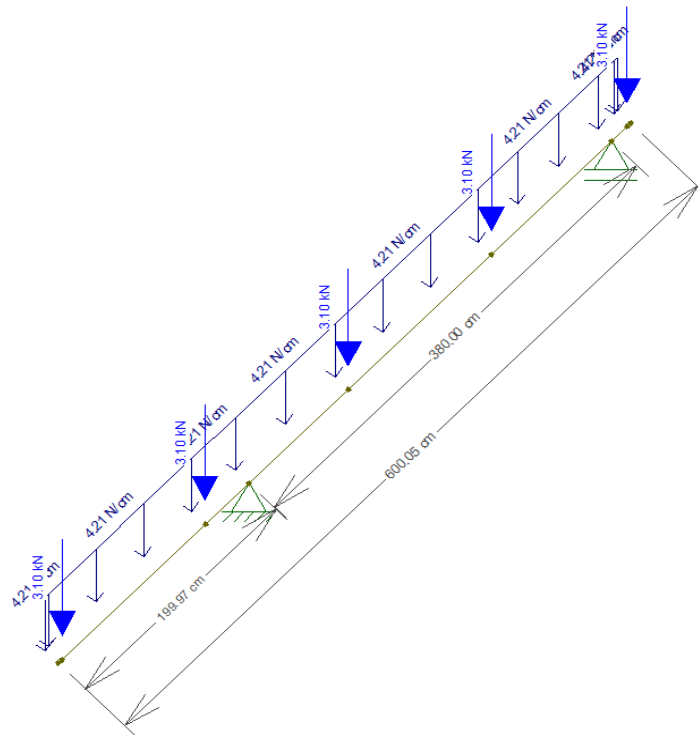
TECVERDE. **Guia da Construção**. 2013. Disponível em: <https://www.tecverde.com.br/wp-content/uploads/2017/03/Reportagem_Guia-da-Constru%C3%A7%C3%A3o_146.pdf>. Acesso em 18 de janeiro de 2023.

TEGULA. **Catálogo de produtos Tegula**. 2022. Disponível em: <<https://www.tegula.com.br/>>. Acesso em 10 de dezembro de 2022.

VIVA DECORA. **Revista Viva Decora**. 2022. Disponível em: <<https://www.vivadecora.com.br/>>. Acesso em 10 de dezembro de 2022.

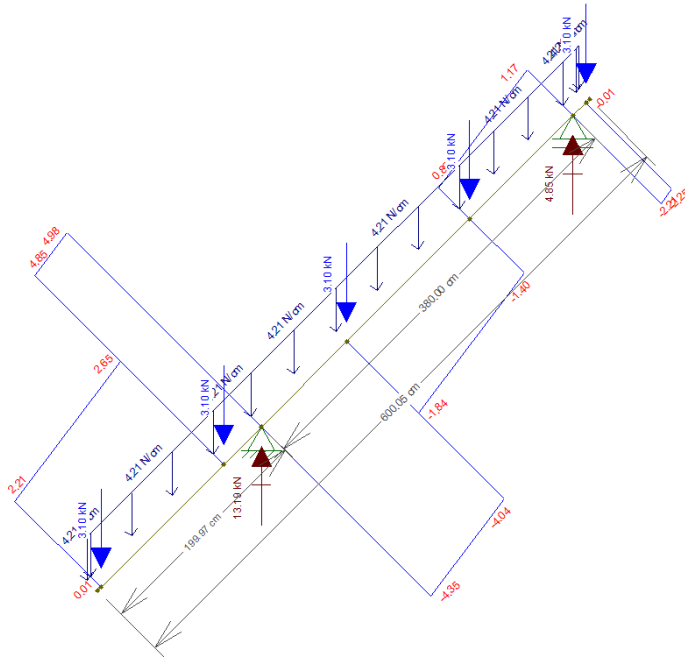
APÊNDICE A – Figuras das análises realizadas no Ftool® (PUC – RIO, 2018)

Figura 9 - Carregamentos permanentes da viga inclinada que recebe a cobertura



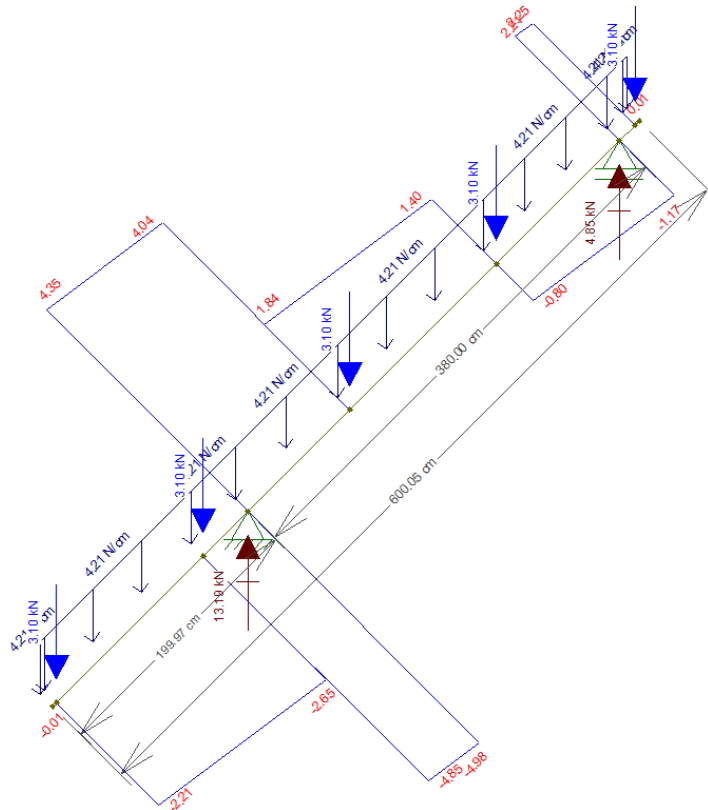
Fonte: Do autor (2023).

Figura 10 - Compressão axial atuante na viga inclinada que recebe a cobertura



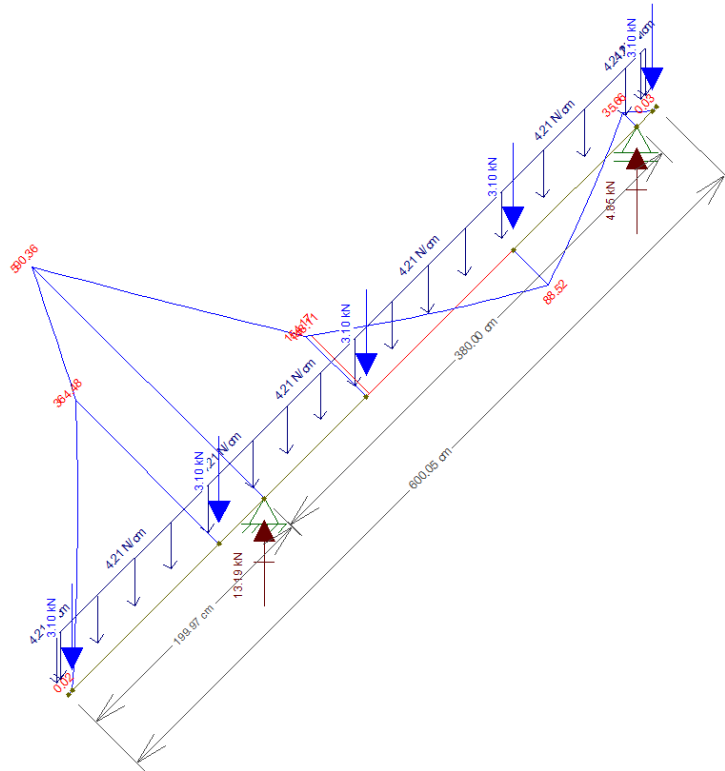
Fonte: Do autor (2023).

Figura 11 - Esforço cisalhante na viga inclinada que recebe a cobertura



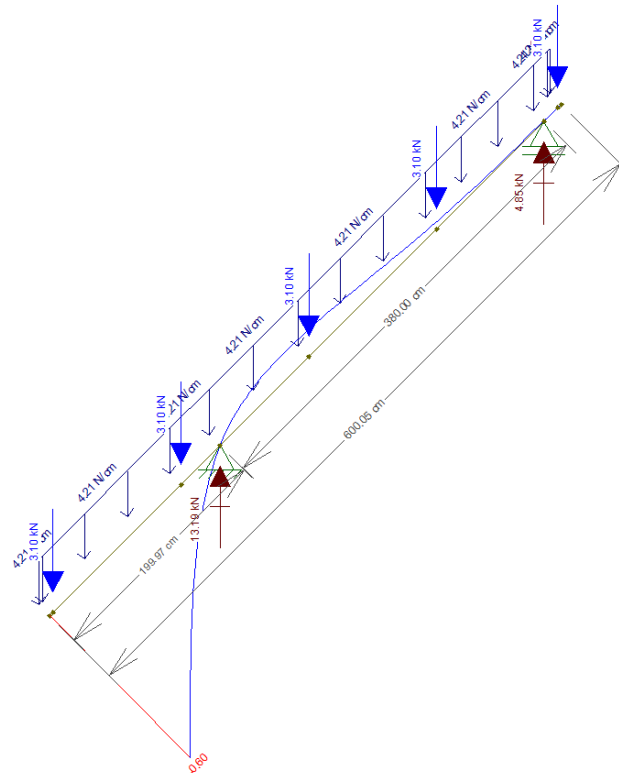
Fonte: Do autor (2023).

Figura 12 - Momento fletor devido a carga permanente atuante na viga inclinada



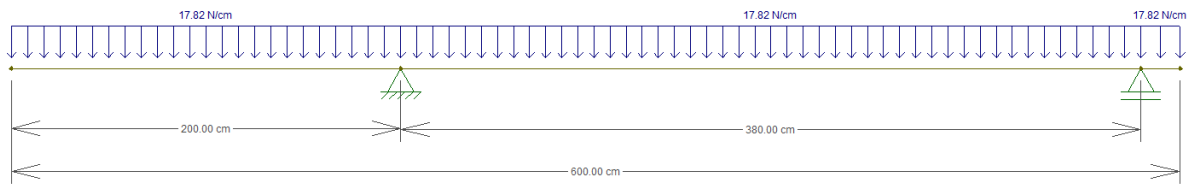
Fonte: Do autor (2023).

Figura 13 - Deslocamento instantâneo causado pela carga permanente na viga inclinada que recebe as vigas da cobertura



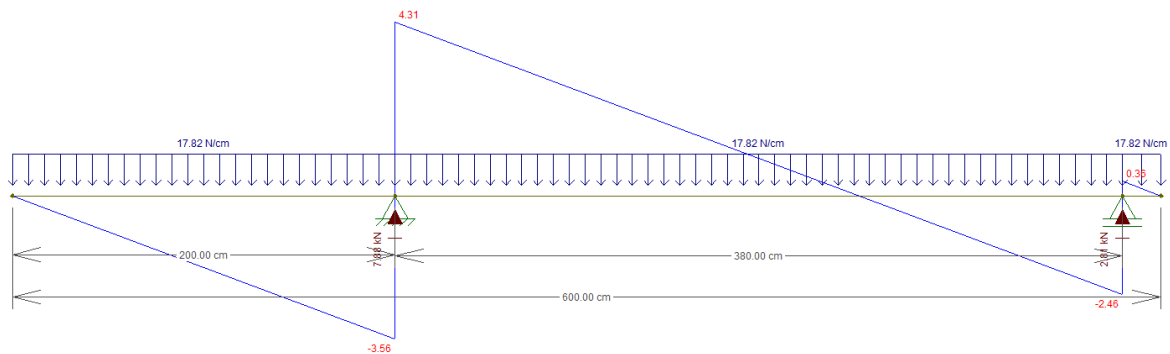
Fonte: Do autor (2023).

Figura 14 - Carregamentos de carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura



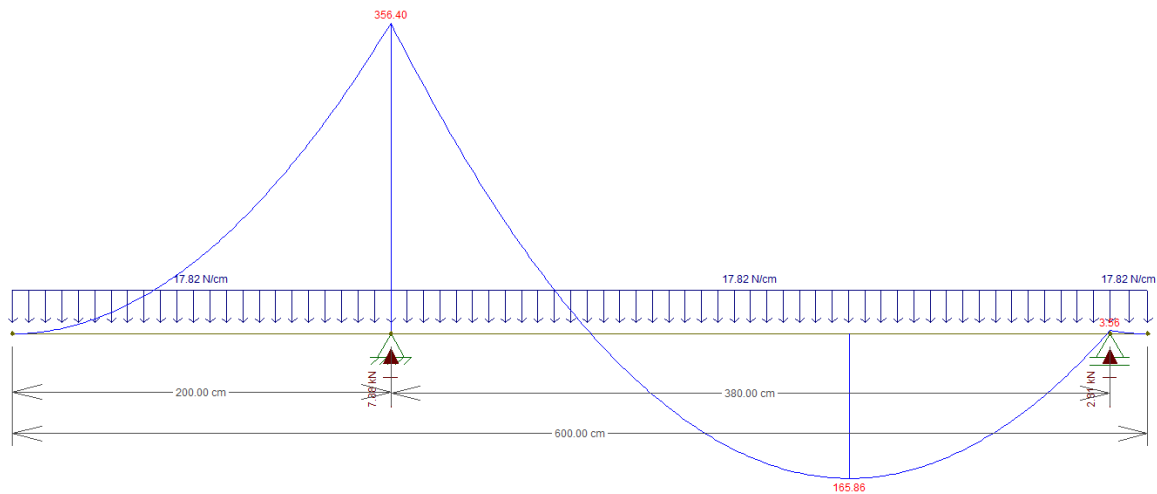
Fonte: Do autor (2023).

Figura 15 - Esforço cisalhante devida carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura



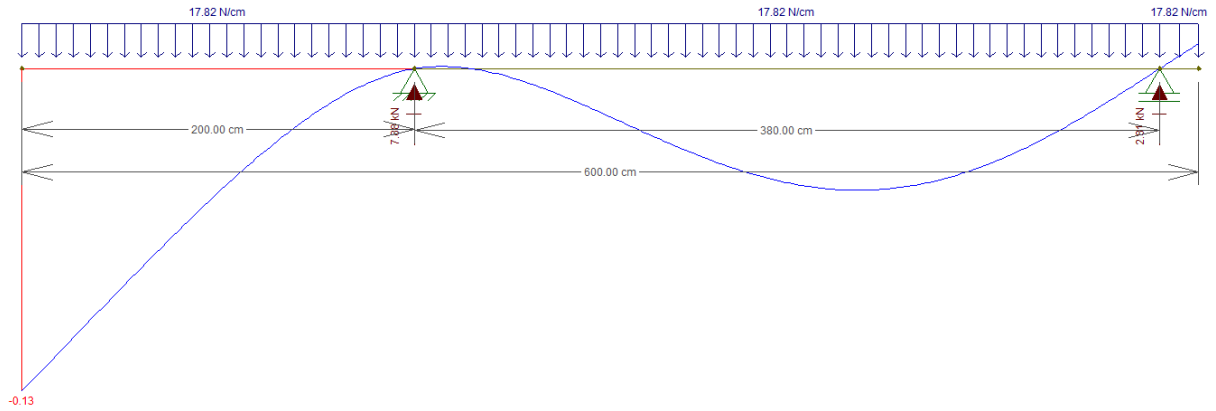
Fonte: Do autor (2023).

Figura 16 - Momento fletor devido carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura



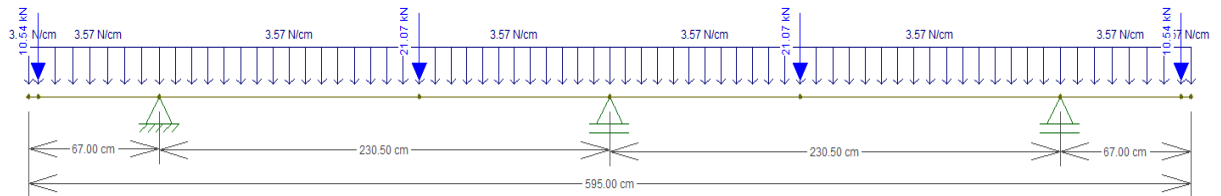
Fonte: Do autor (2023).

Figura 17 - Deslocamento instantâneo causado pela carga variável na viga inclinada que recebe a cobertura



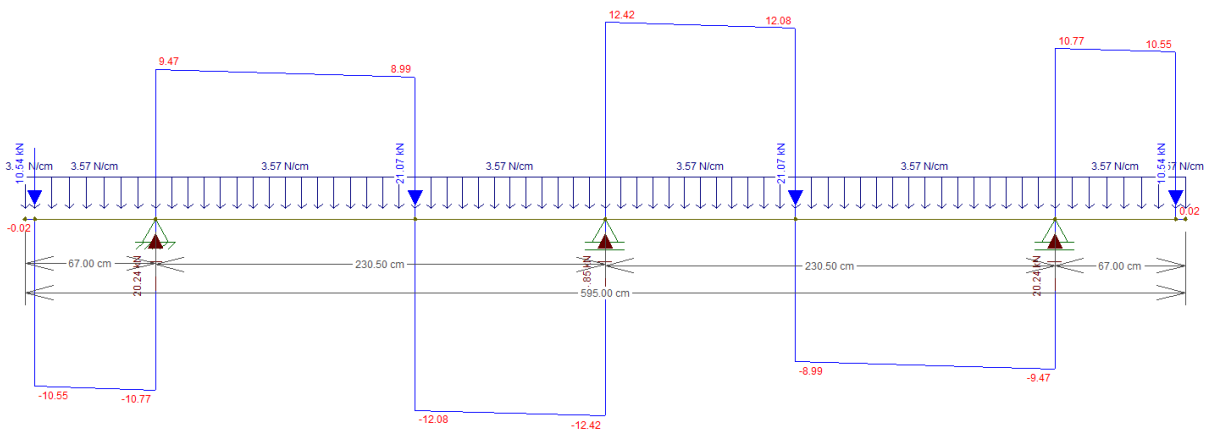
Fonte: Do autor (2023).

Figura 18 - Carregamentos atuantes na viga inferior que recebe as inclinadas



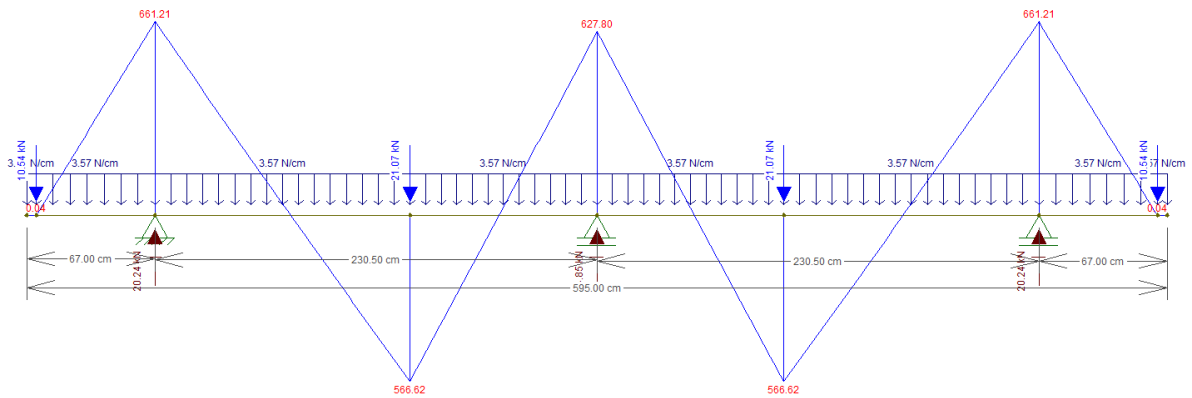
Fonte: Do autor (2023).

Figura 19 - Esforço cisalhante nas vigas inferiores que recebem as inclinadas



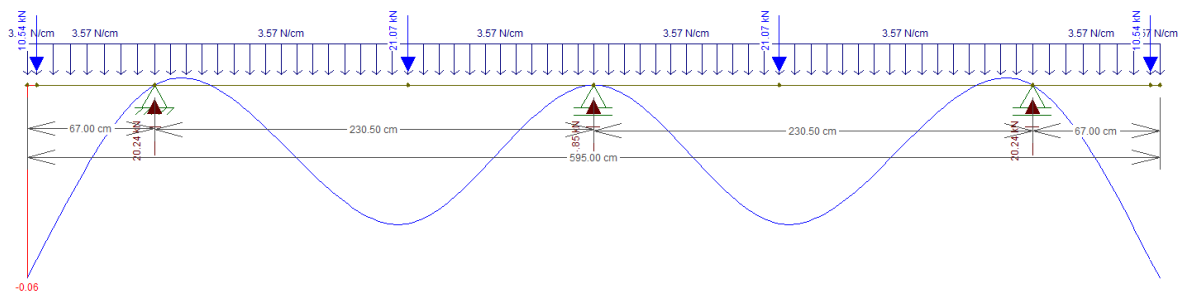
Fonte: Do autor (2023).

Figura 20 - Momento fletor nas vigas inferiores que recebem as inclinadas



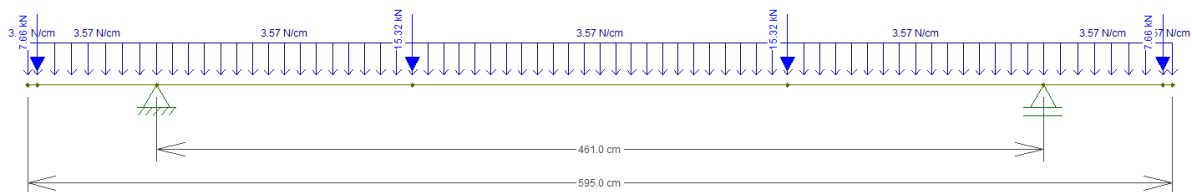
Fonte: Do autor (2023).

Figura 21 - Deslocamento instantâneo nas vigas inferiores que recebem as inclinadas



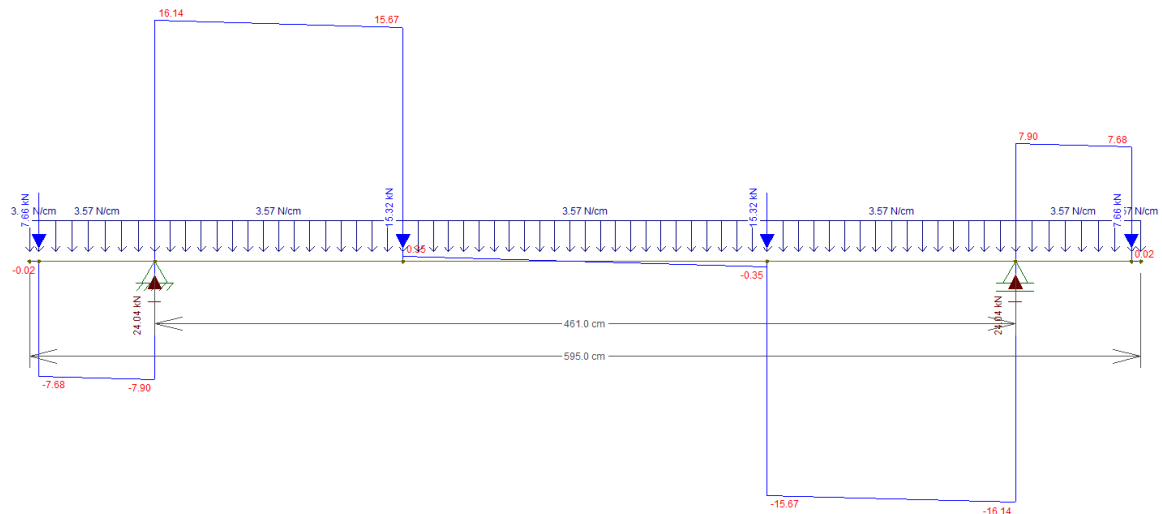
Fonte: Do autor (2023).

Figura 22 - Carregamentos atuantes na viga superior que recebe as inclinadas



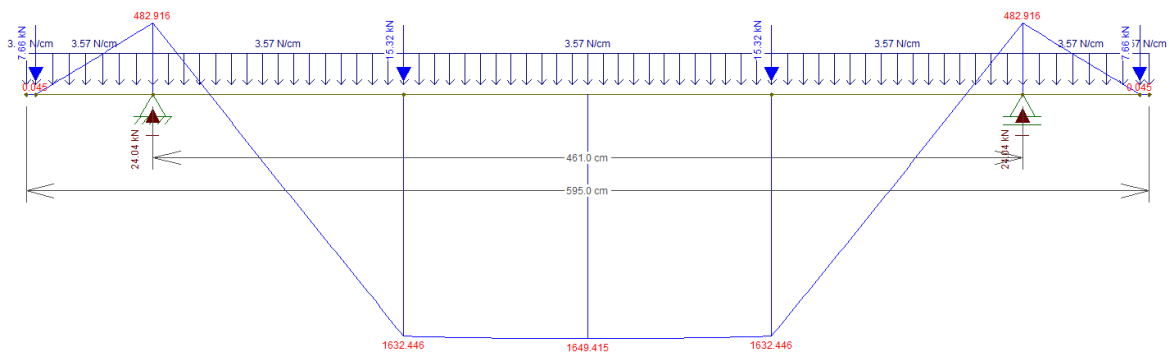
Fonte: Do autor (2023).

Figura 23 - Cisalhamento na viga superior que recebe as inclinadas



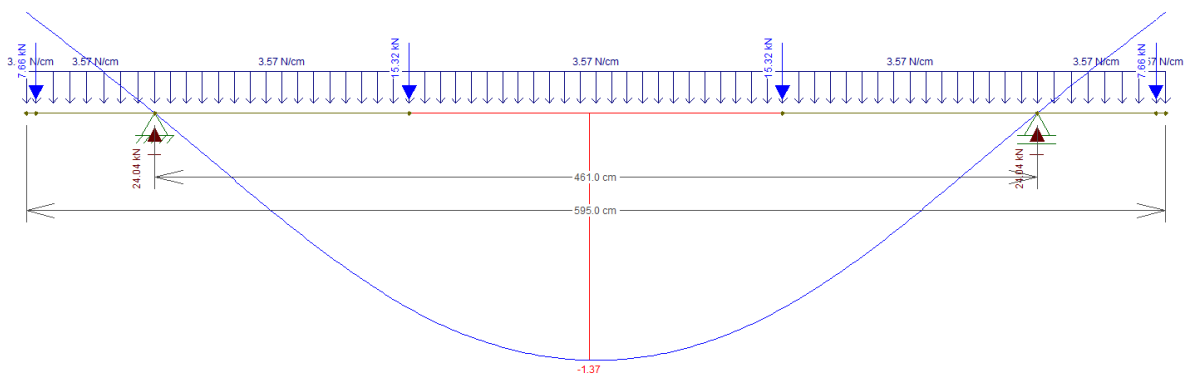
Fonte: Do autor (2023).

Figura 24 - Momento fletor na viga superior que recebe as inclinadas



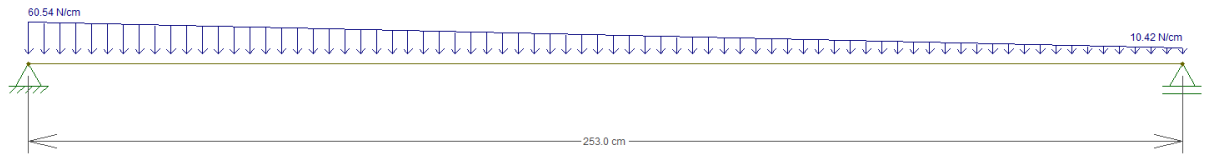
Fonte: Do autor (2023).

Figura 25 - Deslocamento instantâneo na viga superior que recebe as inclinadas



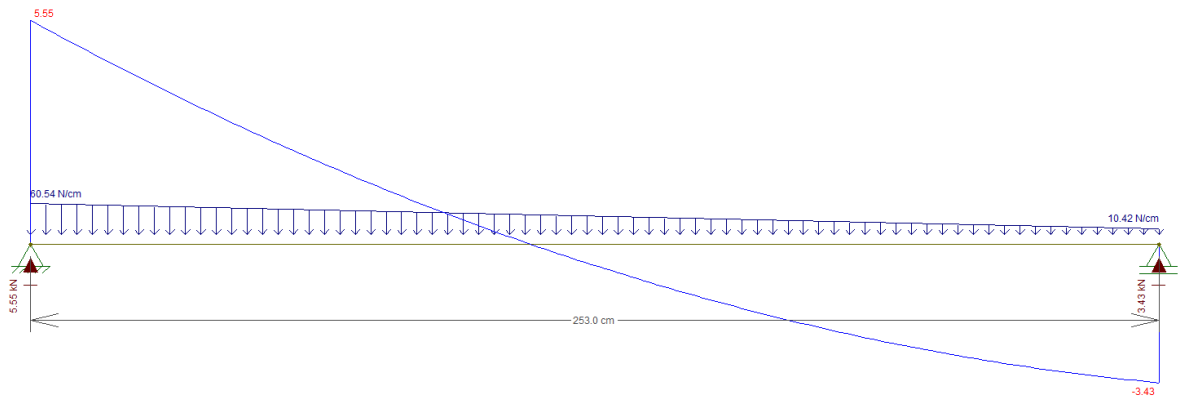
Fonte: Do autor (2023).

Figura 26 - Carregamentos atuantes nas vigas frontais e posteriores



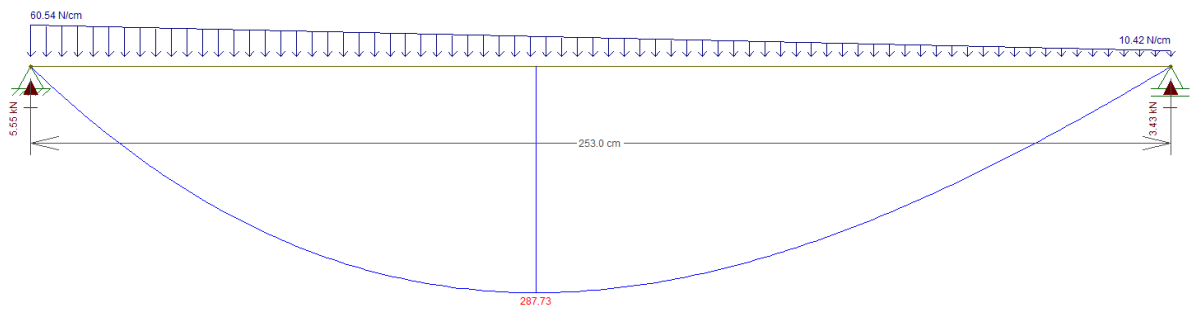
Fonte: Do autor (2023).

Figura 27 - Cisalhamento nas vigas frontais e posteriores



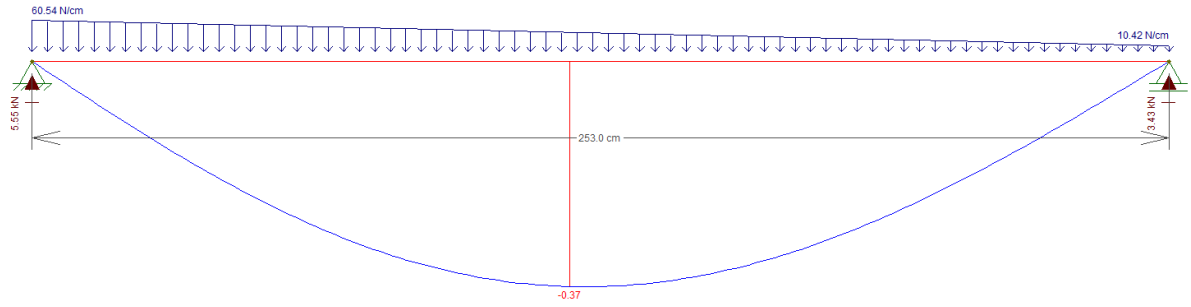
Fonte: Do autor (2023).

Figura 28 - Momento fletor vigas frontais e posteriores



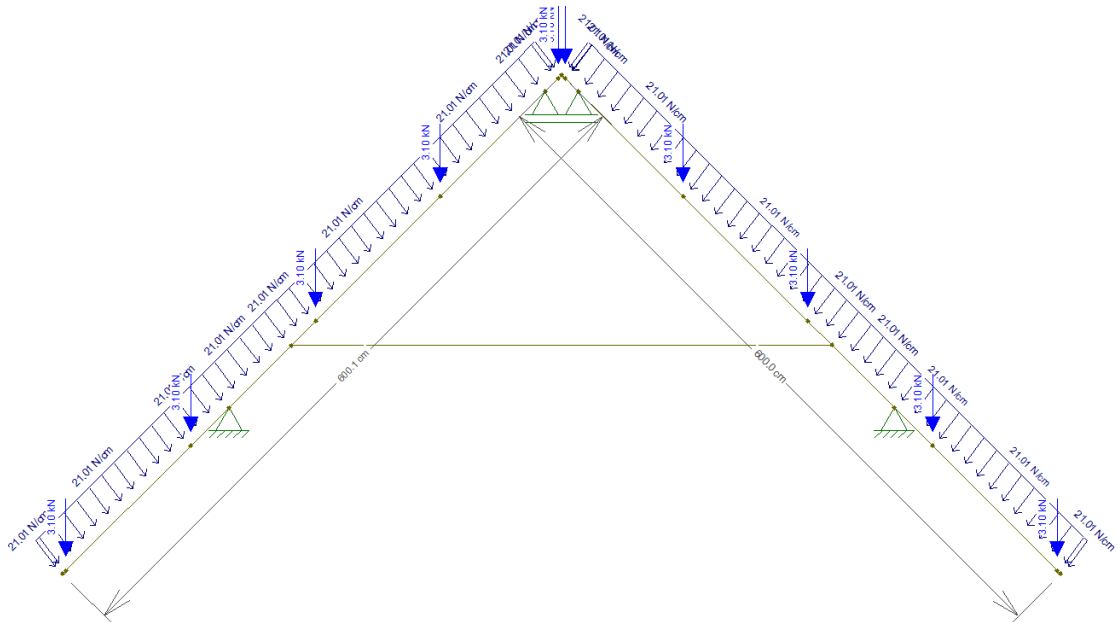
Fonte: Do autor (2023).

Figura 29 - Deslocamento instantâneo nas vigas frontais e posteriores



Fonte: Do autor (2023).

Figura 30 - Carregamentos atuantes na viga tracionada



Fonte: Do autor (2023).

