



**FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**LUCAS CARDOSO GUIMARÃES
PAULO HENRIQUE MARTINS VIEIRA**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA COBERTURA EM
MADEIRA DE UMA EDIFICAÇÃO RURAL**

PUBLICAÇÃO Nº: 13

**GOIANÉSIA / GO
2019**



**LUCAS CARDOSO GUIMARÃES
PAULO HENRIQUE MARTINS VIEIRA**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA COBERTURA EM
MADEIRA DE UMA EDIFICAÇÃO RURAL**

PUBLICAÇÃO Nº: 13

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACEG.**

ORIENTADOR: Me. IGOR CEZAR SILVA BRAGA

GOIÂNÉSIA / GO: 2019

FICHA CATALOGRÁFICA

GUIMARÃES, LUCAS CARDOSO.
VIEIRA, PAULO HENRIQUE MARTINS.

Dimensionamento Estrutural da Cobertura em Madeira de uma Edificação Rural, 127P, 297 mm (ENC/FACEG, Bacharel, Engenharia Civil, 2019).

TCC – FACEG – FACULDADE EVANGÉLICA DE GOIANÉSIA

Curso de Engenharia Civil.

1. Construção

3. Treliça

I. ENC/FACEG

2. Ligações

4. Memorial

II. Dimensionamento Estrutural da Cobertura
em Madeira de uma Edificação Rural

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

GUIMARÃES, L.C.; VIEIRA, P.H. Dimensionamento Estrutural da Cobertura em Madeira de uma Edificação Rural. TCC, Publicação 13, Curso de Engenharia Civil, Faculdade Evangélica de Goinésia, Goianésia, GO, 128p. 2019.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Lucas Cardoso Guimarães e Paulo Henrique Martins Vieira

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO:

Dimensionamento Estrutural da Cobertura em Madeira de uma Edificação Rural

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil

ANO: 2019

É concedida à Faculdade Evangélica de Goianésia a permissão para reproduzir cópias deste TCC e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte deste TCC pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Lucas Cardoso Guimarães
Rua 12, Q.5. L.10, S/N
76390-000 – Barro Alto/GO – Brasil

Paulo Henrique Martins Vieira
Rua Monteiro de Barros, Q.19. L.4 S/N
76395-000 – S. R. do Novo Destino/GO - Brasil

**LUCAS CARDOSO GUIMARÃES
PAULO HENRIQUE MARTINS VIEIRA**

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA COBERTURA EM
MADEIRA DE UMA EDIFICAÇÃO RURAL**

**TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO SUBMETIDO AO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA FACEG COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL.**

APROVADO POR:

**IGOR CEZAR SILVA BRAGA, Me. (FACEG)
(ORIENTADOR)**

**DANYELLY ARAÚJO DE MORAIS, Me. (FACEG)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**JÉSSICA NAYARA DIAS, Me. (UNIEVANGÉLICA CAMPUS CERES)
(EXAMINADOR INTERNO)**

DATA: GOIANÉSIA/GO, 05 de DEZEMBRO de 2019.

*Dedico este trabalho:
aos nossos pais, Claudenice Cardoso, José Antônio e Lúcia Martins;
aos nossos irmãos, Maria Luisa e Sérgio;
aos nossos avós, Maria e Antônio, João e Laura, Arlindo e Maria, Otácilio e Joana;
e à todos que contribuíram e apoiaram nessa jornada.*

AGRADECIMENTOS

Agradecemos primeiramente a Deus pelo o dom da vida, sempre nos momentos difíceis de nossa existência podemos confiar em sua força onipresente, para ele a honra e glória pelos séculos dos séculos.

Aos nossos pais queridos por sempre terem dado a devida motivação nas horas mais difíceis da execução desse projeto. Ao nosso orientador Me. Igor César pelo suporte no pouco tempo que lhe coube, pelas suas correções e incentivos, além da confiança depositada no nosso trabalho. Aos nossos colegas de sala pelos grandes momentos de aprendizagens coletivas e convivências afetivas nesse tempo, em especial a Déborah Angélica e Edilson de Passos pela grande ajuda no nosso trabalho.

A todo corpo docente pelo auxílio intelectual na aprendizagem dos conteúdos fundamentais para realização desse trabalho e por todos funcionários da instituição FACEG pela boa disposição de fornecer os recursos físicos e acadêmicos necessários para nossa graduação.

“Por Cristo, com Cristo, em Cristo.”

Doxologia Final da Oração Eucarística II-Missal Romano

RESUMO

A madeira é um dos materiais mais nobres da construção brasileira, sendo de grande valia por possuir ótima relação entre resistência característica e massa específica, levando vantagem sob diversos materiais. Nessa perspectiva o presente trabalho visa, fixar nos cálculos as condições gerais estabelecidas pela NBR 7190 (ABNT, 1997) na verificação do dimensionamento da estrutura de madeira, utilizando *softwares* específicos de cálculo, projeção da estrutura em madeira e detalhamento geométrico da estrutura, sendo eles: *Ftool*®, *AutoCad*®, *Revit*®, *Jwood*®, e *VisualVentos*®, com estes dimensionar a projeção do telhado, trama, estrutura treliçada, fornecendo o memorial descritivo, memorial de cálculo e todo o detalhamento do projeto. Conforme a norma as propriedades mecânicas vistoriadas para a utilização adequada da madeira são teor de umidade, densidade, resistência e módulo de elasticidade. Os resultados foram obtidos mediante aos critérios de dimensionamento apresentando pela norma, na avaliação da peça principal da trama e treliça. Os esforços normais obtidos na treliça também são inferiores as resistências axiais de cálculo da madeira escolhida proporcionando o êxito na avaliação das tensões de compressão e tração na treliça. Para as ligações entre as peças de madeira são utilizadas ligações por parafusos e entalhes, ambas possuem funcionalidades diferentes e métodos executivos independentes. Portanto, a adoção da seção transversal de 6x12cm na madeira apresentada nos memoriais atende aos critérios de dimensionamento da terça quanto da treliça, e oferece as ligações os espaçamentos adequados na fixação dos parafusos e corte dos entalhes. Enfim, o trabalho responde aos objetivos apresentando e cumpri a justificativa de apresentar um modelo de calculo fixando as diretrizes da norma referente ao uso da madeira em projetos.

Palavras-chave: Madeira, Construção, Treliça, Memorial, Ligações.

ABSTRACT

Wood is one of the noblest materials of Brazilian construction, being of great value for having a great relationship between characteristic strength and specific mass, taking advantage over various materials. From this perspective, the present work aims to fix in the calculations the general conditions established by NBR 7190 (ABNT, 1997) in the verification of the wood structure sizing, using specific calculation software, wood structure projection and geometrical detailing of the structure. : Ftool®, AutoCad®, Revit®, Jwood®, and VisualVentos®, with these scale roof projection, weft, lattice structure, providing descriptive memorial, calculation memorial and all project detail. According to the standard the mechanical properties surveyed for the proper use of wood are moisture content, density, strength and modulus of elasticity. The results were obtained through the design criteria presented by the standard, in the evaluation of the main piece of the weft and lattice. The normal stresses obtained in the truss are also lower than the axial design resistances of the chosen wood providing the success in the evaluation of truss compression and tensile stresses. For the connections between the wooden pieces, screw and groove connections are used, both have different functionalities and independent executive methods. Therefore, the adoption of the 6x12cm cross-section in the wood presented in the memoirs meets the criteria for third and lattice sizing, and provides the connections with adequate spacing in the fixing of screws and cutting of the notches. Finally, the work responds to the objectives presented and fulfilled the justification of presenting a calculation model setting the guidelines of the standard regarding the use of wood in projects.

Keywords: Timber, Construction, Truss, Memorial, Connections.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.3 - Curral em duas águas.....	2
Figura 2.1 – Processo de serragem da madeira.	4
Figura 2.2 - Madeira laminada Colada.	6
Figura 2.3 - Exemplificação do cálculo.....	7
Figura 2.4 - Fator topográfico para talude.....	10
Figura 2.5 - Fator topográfico para morro.	10
Figura 2.6 - Condições de carga distribuída e pontual.	25
Figura 2.7 - Sentido de atuação das forças.	26
Figura 2.8 - Inércia de seção retangular.	27
Figura 2.9 - Corte inclinado da componente de treliça.	30
Figura 2.10 - Tensão de compressão normal as fibras, em peças estruturais de madeira.	33
Figura 2.11 - Tração paralela as fibras.	35
Figura 2.12 - Flexão simples oblíqua.	37
Figura 2.14 - Dimensões de pregos para caibros.....	45
Figura 2.15 - Parafuso de porca e arruela.	46
Figura 2.16 - Tração normal as fibras em ligações.....	48
Figura 2.17 - Pinos em cortes simples.....	51
Figura 2.18 - Pinos em corte duplo.....	53
Figura 2.19 - Espaçamento em ligações com pinos.	54
Figura 2.20 - Exemplificação de ligações por entalhe.....	56
Figura 2.21 - Layout telhado em duas águas.....	57
Figura 2.22 - Layout telhado em quatro águas.	58
Figura 2.23 - Modelo estrutural parabolóide hiperbólico.....	59
Figura 2.24 - Curva Gaussiana.	60
Figura 2.25 - Tipos de telhas.	61
Figura 2.26 - Modelos de telhas cerâmicas.	62
Figura 2.27 - Telha Plan Universal.....	63
Figura 2.28 - Dimensões técnicas.....	63
Figura 2.29 - Detalhe de peças estruturais.....	64
Figura 2.30 - Modelo de Tesouras.....	68
Figura 2.31 - Treliça Howe.	69
Figura 2.32 - Desenho computadorizado no <i>AutoCad</i>	71

Figura 2.33 - Estrutura Desenhada no Ftool.....	72
Figura 2.34 - Interface inicial do programa.....	73
Figura 2.35 - Tela inicial do VisualVentos.....	74
Figura 2.36 – Exemplo de Modelagem no <i>Revit</i> [®]	75
Figura 3.1 – Posicionamento das peças.....	76
Figura 3.2 – Vista Superior.....	77
Figura 3.3 – Vista Frontal.....	77
Figura 3.4 – Seguimento da trama.....	78
Figura 4.1 - Vão de cálculo da terço e da ripa.....	81
Figura 4.2 – Vãos de cálculo da tesoura Howe.....	82
Figura 4.3 – Esquema geométrico da edificação.....	84
Figura 4.4 – Efeito do vento frontal.....	86
Figura 4.5 – Efeito do vento lateral.....	86
Figura 4.6 – Efeito frontal do vento.....	87
Figura 4.7 – Efeito lateral do vento.....	87
Figura 4.8 – Esforços resultantes do efeito frontal.....	88
Figura 4.9 - Esforços resultantes do efeito lateral.....	89
Figura 4.10 – Numeração das barras.....	97
Figura 4.11 - Área de influência.....	97
Figura 4.12 – Modelo de cálculo da treliça.....	100
Figura 4.13 – Representação das seções.....	107
Figura 4.14 – Representação da ligação na seção B.....	107
Figura 4.15 – Representação da ligação na seção A.....	111
Figura 4.16 – Vista superior da ligação A.....	111
Figura 4.17 - Representação da ligação na seção C.....	113
Figura 4.18 - Representação da ligação na seção D.....	114
Figura 4.19 – Representação da elevação da peça (vista lateral).....	116
Figura 4.20 - Representação da ligação na seção E.....	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Medidas Comerciais.	5
Tabela 2.2 - Eficiência de juntas inclinadas.	6
Tabela 2.3 - Volume de madeira por m ² de telhado em planta.	8
Tabela 2.4 – Fator S ₂	12
Tabela 2.5 - Parâmetros meteorológicos.	13
Tabela 2.6 - Valores mínimos de fator estatístico S ₃	14
Tabela 2.7 - Coeficientes de majoração das ações em estado limite de projeto.	15
Tabela 2.8 - Fatores de combinação ψ_0 e de utilização ψ_1 (frequente) e ψ_2 (quase permanente).	16
Tabela 2.9 - Classes de carregamento.	18
Tabela 2.10 - Classes de Umidade.	20
Tabela 2.11 - Classes de resistência das coníferas.	20
Tabela 2.12 - Classes de resistência das dicotiledôneas.	21
Tabela 2.13 - Valores de kmod1.	22
Tabela 2.14 - Valores de kmod2.	22
Tabela 2.15 - Valores de kmod3.	22
Tabela 2.16 - Coeficientes de ponderação da resistência da madeira.	23
Tabela 2.17 - Relações entre os valores característicos de tensões resistentes.	23
Tabela 2.18 - Valores α_n	31
Tabela 2.19 - Valores de α_e	31
Tabela 2.20 - Coeficiente de fluência φ	43
Tabela 2.21 - Coeficiente de correção β_M	44
Tabela 2.22 - Valores α_e	49
Tabela 2.23 - Vãos das ripas.	65
Tabela 2.24 - Vãos dos caibros.	66
Tabela 2.25 - Vãos máximos das terças.	67
Tabela 4.1 – Tabela geral de esforços normais.	101
Tabela 4.2 - Resumo das ligações.	118

LISTA DE EQUAÇÕES

(2.1) Velocidade do vento característica	9
(2.2) Fator topográfico para $\theta \leq 3^\circ$	11
(2.3) Fator topográfico para $6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ$	11
(2.4) Fator topográfico para $\theta \geq 45^\circ$	11
(2.5) Fator para Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno	13
(2.6) Combinações normais	15
(2.7) Combinações excepcionais	15
(2.8) Combinações de longa duração	18
(2.9) Combinações de média duração	19
(2.10) Combinações de curta duração	19
(2.11) Combinações de duração instantânea	19
(2.12) Resistência de cálculo	23
(2.13) Momento fletor máximo de carga distribuída em viga biapoidada	24
(2.14) Momento máximo eventual de carga pontual	24
(2.15) Tensão normal máxima devido a flexão	25
(2.16) Tensão de cisalhamento média	26
(2.17) Inércia em relação ao eixo x	27
(2.18) Inércia em relação ao eixo y	27
(2.19) Área da seção retangular	27
(2.20) Carga crítica de Euler para flambagem	28
(2.21) Flecha máxima de uma viga biapoidada	28
(2.22) Decomposição de força axial	29
(2.23) Força decomposta para θ_1	29
(2.24) Força decomposta para θ_2	29
(2.25) Identidade trigonométrica para cálculo da força	29
(2.26) Valores de Cálculo (Tração e Compressão)	30
(2.27) Critério de segurança para compressão paralela às fibras	32
(2.28) Critério de segurança para compressão normal às fibras	32
(2.29) Tensão resistente a compressão normal às fibras	33
(2.30) Restrições para α_n	33
(2.31) Tensão resistente a compressão inclinada as fibras	34

(2.32) Critério de segurança para tração paralela as fibras.....	34
(2.33) Critério de segurança para tensão atuante de cálculo a borda mais comprimida.....	35
(2.34) Critério de segurança para tensão atuante de cálculo a bordas mais tracionada.....	36
(2.35) Tensão atuante de cálculo a borda mais comprimida	36
(2.36) Módulo de resistência a compressão.....	36
(2.37) Tensão atuante de cálculo a bordas mais tracionada	36
(2.38) Módulo de resistência a tração.....	36
(2.39) Critério de segurança para flexão simples oblíqua 1	37
(2.40) Critério de segurança para flexão simples oblíqua 2	37
(2.41) Critério de segurança para flexotração 1	38
(2.42) Critério de segurança para flexotração 2	38
(2.43) Critério de segurança para flexocompressão 1	38
(2.44) Critério de segurança para flexocompressão 2	38
(2.45) Critério de segurança para cisalhamento longitudinal em vigas.....	39
(2.46) Tensão resistente ao esforço de cisalhamento paralelo as fibras: coníferas	39
(2.47) Tensão resistente ao esforço de cisalhamento paralelo as fibras: dicotiledôneas.....	39
(2.48) Máxima tensão de cisalhamento agindo no ponto mais solicitado da peça.....	39
(2.49) Cargas concentradas junto aos apoios diretos.....	40
(2.50) Limite de esbeltez	40
(2.51) Excentricidade acidental	40
(2.52) Excentricidade inicial.....	40
(2.53) Excentricidade de primeira ordem	41
(2.54) Verificação do estado limite último de instabilidade para peça medianamente esbeltas ..	41
(2.55) Momento fletor de cálculo	41
(2.56) Excentricidade de cálculo	41
(2.57) Verificação do estado limite último de instabilidade para peças esbeltas	42
(2.58) Momento fletor de cálculo	42
(2.59) Excentricidade efetiva de primeira ordem	42
(2.60) Excentricidade inicial de cálculo	42
(2.61) Excentricidade suplementar devido a fluência da madeira.....	43
(2.62) Excentricidade inicial devido a ação permanente.....	43
(2.63) Critério de segurança para estabilidade lateral de vigas com seção retangular	44
(2.64) Coeficiente de correção.....	44
(2.65) Verificação para tração normal as fibras em ligações	48

(2.66) Critério de segurança para ligações na madeira.....	48
(2.67) Relação para tensão paralela às fibras	49
(2.68) Relação para tensão normal às fibras.....	49
(2.69) Diâmetro de pré-furação para coníferas.....	50
(2.70) Diâmetro de pré-furação para dicotiledôneas	50
(2.71) Critério para pré-furação das ligações parafusadas	50
(2.72) Coeficiente para determinação do mecanismo de cálculo	51
(2.73) Coeficiente limite para determinação do mecanismo de cálculo.....	52
(2.74) Critério para mecanismo I.....	52
(2.75) Resistência do pino para mecanismo I.....	52
(2.76) Critério para mecanismo II	52
(2.77) Resistência do pino para mecanismo II	52
(2.78) Resistência de escoamento do pino.....	52
(2.79) Profundidade necessária do dente	55
(2.80) Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal.....	55
(2.81) Fórmula de Howe.....	70
(4.1) Cálculo do Fator S_2 do Visual Ventos.....	80
(4.2) Peso próprio da tesoura Howe	82
(4.3) Peso próprio da telha plan.....	83
(4.4) Peso próprio da ripa	83
(4.5) Peso próprio do caibro	83
(4.6) Peso próprio da terça.....	83
(4.7) Somatório das cargas permanentes da telha, caibro e ripa, para projeção horizontal.....	83
(4.8) Velocidade Característica de Vento.....	85
(4.9) Pressão Dinâmica.....	86
(4.10) Cálculo do coeficiente modificação.....	90
(4.11) Modulo de elasticidade efetivo	92
(4.12) Decomposição da carga permanente em x.....	92
(4.13) Decomposição da carga permanente em y.....	92
(4.14) Combinação dos carregamentos em x.....	93
(4.15) Combinação dos carregamentos em y.....	93
(4.16) Cálculo do deslocamento limite.....	94
(4.17) Concentração devido a carga permanente.....	98
(4.18) Concentração devido a carga variável para Vento 0°	98

(4.19) Concentração devido a carga variável para Vento 90°	99
(4.20) Sobrecarga acidental	99
(4.21) Combinação de ação: valores positivos (sobrecarga acidental).....	99
(4.22) Combinação de ação: valores negativos (Vento 0°)	99
(4.23) Combinação de ação: valores negativos (Vento 90°)	99
(4.24) Tensão atuante nas peças expostas aos esforços de tração	106
(4.25) Número de parafusos	110

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM – Sociedade americana de ensaios e materiais

BIM - Modelagem de informações de construção

CAD - *Computer Aided Desing*.

IEC – Comissão eletrotécnica internacional

ISO – Organização internacional de normalização

LTDA – Abreviatura de limitada, termo jurídico que se refere ao tipo de empresa.

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora.

SAE – Sociedade de engenheiros automotivos

LISTA DE SÍMBOLOS

A – Área de seção transversal (m^2).

a - Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N à peça inferior.

b - Parâmetros metrológicos.

b_e - Distância do eixo do pino mais afastado à borda do lado da solicitação.

c - Comprimento reto do eixo de referência até o centro geométrico da peça.

cm – Centímetros.

cm^2 - Centímetro quadrado.

cos - Cosseno.

d - Diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro.

d_0 - Diâmetro de pré-furação.

d_{ef} - Diâmetro efetivo medido dos pregos a serem usados.

E - Módulo de elasticidade do material

E - Ações excepcionais.

e_1 - Excentricidade de primeira ordem.

e_a - Excentricidade acidental.

e_c - Excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira.

e_d - Excentricidade de projeto.

e_i - Excentricidade inicial devido ao seu carregamento.

$E_{c0,ef}$ - Módulo de elasticidade paralelamente às fibras.

E_{c0m} - Módulo de elasticidade médio.

f - Resistência característica.

F_1 - Força axial decomposta.

f_{c0k} - Resistência característica a compressão.

$f_{c\beta l}$ - Tensão resistente a compressão numa face cuja a normal está inclinada em relação a direção das fibras.

f_{cd} - Tensão resistente de projeto à o esforço de compressão paralela as fibras.

f_{cm} - Resistência média de compressão.

f_{cnd} - Tensão resistente a compressão normal às fibras.

F_d - Esforço proveniente da combinação de ação.

F_E - Carga de Euler.

f_{ed} - Resistência de cálculo do embutimento.

f_k - Resistência característica da madeira.

F_r - Fator de rajadas referente a categoria 2 de terreno.

$f_{t0,d}$ - Resistência de cálculo a tração paralela as fibras.

f_{td} - É a tensão resistente de projeto á o esforço de tração paralela as fibras.

f_{tk} - Resistência característica a tração.

f_{tm} - Resistência média de tração

f_{vk} - Resistência característica a cisalhamento.

f_{vm} - Resistência média de cisalhamento

f_{yd} - Resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico.

f_{yk} - Resistência característica de escoamento.

g - Grama.

g_1 - Peso próprio da telha plan.

g_2 - Peso próprio da ripa.

g_3 - Peso próprio do caibro.

g_4 - Peso próprio da terça.

G_i - Ações permanentes.

g_i - Peso próprio da tesoura Howe.

g_T - cargas permanentes da telha, caibro e ripa, para projeção horizontal.

h - Altura total da seção transversal da peça principal.

I - Inércia da seção transversal do componente analisado em relação a base.

i_{\min} - Raio de giração mínimo da seção transversal.

Kg - Quilo.

Kgf - Quilogramafôrça.

K_M - Coeficiente de correção.

K_{mod} - Coeficiente de modificação.

$k_{\text{mod}1}$ - Fator de modificação da classe de carregamento solicitante na peça.

k_{mod2} – Fator de modificação da classe de umidade.

k_{mod3} – Fator de modificação da categoria da madeira perante a defeitos físicos existentes.

kN – Quilonewtons.

L - Vão de cálculo da viga.

L_0 - Comprimento equivalente da peça.

M - Momento fletor máximo devido as ações na viga.

m - Metro.

m^2 - Metro quadrado.

m^3 - Metro cúbico.

M_{1d} - Momento de projeto;

$M_{1g,d}$ - Valor de cálculo de momento devido apenas as ações permanentes da estrutura.

M_{max} - Momento fletor máximo.

MPa – Mega pascal.

N – Newtons.

N 35 - Força aplicada no sentido axial da barra.

N_d - Esforço normal de projeto.

N_{gk} - Valor característico da força normal devidos as cargas permanentes.

n_p - Número de parafusos.

N_{qk} - Valor característico da força normal devidos as cargas variáveis.

p - Parâmetros metrológicos.

P_{cr} - Carga critica Euler.

Q_1 - Produto do esforço do vento vezes o espaçamento das terças.

Q_2 - produto do esforço do vento vezes o espaçamento das terças.

Q_3 - Produto da sobrecarga por metro quadrado vezes a área de influência.

Q_j - Ações variáveis ou especiais.

Rd - Resistência dos elementos de ligação.

S_1 - Fator topográfico.

S_2 - Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno.

S_3 - Fator estático.

Sd - Solicitação atuante.

sin - Seno.

t - Profundidade necessária do dente.

t_l - Menor espessura da peça mais delgada.

tg - Tangente.

$\tau_{méd}$ - Tensão de cisalhamento média.

U – Umidade.

Uamb - Umidade relativa do ambiente.

Ueq - Umidade de equilíbrio a madeira.

V - Força atuante cortante.

V_0 - Velocidade base do vento na região.

V_k - Velocidade característica.

W - Força atuante da seção distribuída.

w - Carga aplicada distribuída.

W_c - Módulos de resistência.

W_t - Módulos de resistência.

Z - Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado.

α - ângulo de inclinação da força F em relação às fibras;

α_e – Coeficientes de resistência usuais de cálculo.

α_n - Coeficiente que leva em consideração a maior rigidez da madeira para esforços aplicados em pequenas áreas.

θ - Ângulo referente ao centro geométrico da peça e o eixo da projeção decomposta da força.

β - Ângulo de inclinação.

β_E - Coeficiente de correção.

β_{lim} - Resistência limite do pino metálico.

ρ - Massa específica.

$\rho_{aparente}$ - Peso específico aparente.

$\rho_{bas,m}$ - Peso específico base.

γ - Coeficientes retirados da Tabela 2.7.

γ_E - Cargas permanentes de recalques diferenciais.

γ_g - Cargas permanentes.

γ_q - Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais moveis e variação de temperatura ambiente.

- γ_w - Coeficiente de ponderação da madeira no estado limite último.
- ψ - Coeficientes retirados da Tabela 2.8.
- ψ_0 - Fator de combinação
- ψ_1 - Utilização frequente
- ψ_2 - Utilização quase permanente
- δ - Deslocamento limite.
- $\delta_{máx}$ - Flecha máxima de uma viga biapoada.
- $\sigma_{c1,d}$ - Tensões atuantes de cálculo as bordas mais comprimidas e mais tracionadas da seção transversal considerada.
- σ_{cd} - Tensão solicitante de projeto.
- σ_{cnd} - Tensão solicitante de projeto.
- $\sigma_{máx}$ - Tensão máxima.
- $\sigma_{Mx,d}$ - Tensão máxima devida á componente de flexão atuante segundo as direções principais.
- $\sigma_{My,d}$ - Tensão máxima devida á componente de flexão atuante segundo as direções principais.
- $\sigma_{Nc,d}$ - Valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal a compressão.
- $\sigma_{Nt,d}$ - Valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal a tração.
- $\sigma_{t2,d}$ - Tensões atuantes de cálculo as bordas mais comprimidas e mais tracionadas da seção transversal considerada.
- σ_{td} - É a tensão solicitante de projeto.
- Σ - Somatório.
- Δ - Identidade trigonométrica para cálculo da força.
- λ - Índice de esbeltez.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	2
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 Objetivo Geral.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos	3
2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO	4
2.1 MADEIRAS EMPREGADAS	4
2.1.1 Madeira Serrada	4
2.1.2 Madeira laminada e colada	5
2.2 CARGAS NAS ESTRUTURAS	7
2.2.1 Carga permanente	7
2.3.2 Efeito do vento na estrutura	9
2.3 AÇÕES	14
2.3.1 Tipos de ações.....	14
2.3.2 Combinações de ações - estados limites últimos.....	15
2.3.3 Tipos de carregamentos.....	17
2.3.4 Combinações de ações em estados limites de utilização segundo NBR 7190.....	18
2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS AVALIADAS PARA O PROJETO.....	19
2.4.1 Teor de Umidade.....	19
2.4.2 Classes de resistência	20
2.4.3 Coeficientes de modificação	21
2.4.4 Resistência de cálculo	22
2.4.6 Relações entre propriedades mecânicas	23
2.5 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS	24
2.5.1 Momento fletor máximo devido à carga distribuída	24

2.5.2	Momento fletor máximo devido à carga pontual.....	24
2.5.3	Tensão normal máxima devido a flexão	25
2.5.4	Tensão de cisalhamento média	25
2.5.6	Carga crítica de Euler para flambagem	28
2.5.7	Flechas devido a flexão de viga biapoiada.....	28
2.5.8	Decomposição de força axial.....	29
2.6	DIMENSIONAMENTO DE SOLICITAÇÕES SEGUNDO A NBR 7190.....	30
2.6.1	Valores de Cálculo (Tração e Compressão)	30
2.6.2	Coefficientes α_n e α_e	31
2.6.3	Compressão Paralela às fibras.....	32
2.6.4	Compressão normal às fibras	32
2.6.5	Compressão inclinada em relação as fibras	33
2.6.6	Tração paralela às fibras.....	34
2.6.7	Tração normal às fibras	35
2.6.8	Flexão simples reta.....	35
2.6.9	Flexão simples oblíqua.....	36
2.5.10	Flexotração	37
2.6.11	Flexocompressão	38
2.6.12	Cisalhamento longitudinal em vigas	39
2.6.13	Cargas concentradas junto aos apoios diretos	39
2.6.14	Estabilidade	40
2.7	PREGOS.....	44
2.8	PARAFUSOS DE PORCA E ARRUELA	46
2.9	TIPOS DE LIGAÇÕES	47
2.9.1	Resistência de embutimento da madeira	49
2.9.2	Ligações com pinos metálicos	49
2.9.3	Espaçamento em ligações com pinos.....	53

2.9.4 Ligações por entalhes.....	54
2.10 MODELOS DE COBERTURA EM MADEIRA.....	56
2.10.1 <i>Layout</i> de estruturas em 2 águas	56
2.10.2 <i>Layout</i> de estruturas em 4 águas	57
2.10.3 <i>Layout</i> de estrutura em hipérbole.....	58
2.11 DELINEAMENTO DA COBERTURA.....	60
2.11.1 Telhas	60
2.11.2 Estrutura de madeira para cobertura com telha cerâmica	64
2.11.3 Tesouras.....	68
2.12 <i>SOFTWARES</i> APLICADOS AO PROJETO.....	70
2.12.1 <i>AutoCad</i> [®]	70
2.12.2 <i>Ftool</i> [®]	71
2.12.3 <i>Jwood</i> [®]	72
2.12.4 <i>VisualVentos</i> [®]	73
2.12.5 <i>Revit</i> [®]	75
3 METODOLOGIA.....	76
4 PROCEDIMENTO ESTRUTURAL	80
4.1 MEMORIAL DESCRITIVO.....	80
4.1.1 Dados gerais.....	80
4.1.2 Especificações	80
4.2 MEMORIAL DE CÁLCULO	82
4.2.1 Cálculo das Ações.....	82
4.2 VERIFICAÇÃO DA PEÇA PRINCIPAL DA TRAMA	89
4.2.1 Dados específicos do material	90
4.2.2 Verificações de Dimensionamento.....	91
4.3 CÁLCULO DA TESOURA	96
4.3.1 Cargas na Tesoura	96

4.3.2 Numeração das barras.....	96
4.3.2 Área de influência	97
4.3.3 Combinações de Ações.....	99
4.3.4 Modelo de cálculo da tesoura.....	100
4.3.5 Tabela de esforços normais	101
4.3.6 Verificações de dimensionamento	101
4.4 CÁLCULO DAS LIGAÇÕES	106
4.4.1 Ligação na seção B.....	107
4.4.2 Ligação na seção A.....	108
4.4.3 Ligação na seção C.....	111
4.4.4 Ligação na seção D.....	113
4.4.5 Ligação na seção E.....	115
4.4.6 Resumo das ligações.....	118
5 CONCLUSÃO.....	120
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	122
ANEXO A – CATÁLOGO SCAÇOS	125
ANEXO B – CATÁLOGO INDUFIX.....	126

1 INTRODUÇÃO

A madeira é um dos materiais mais nobres da construção tradicional brasileira. As estruturas de madeira existem desde os primórdios, sendo essa certamente uma das matérias primas de maior valor e antiguidade na construção, principalmente no Brasil onde se encontra em abundância na natureza. O uso indevido das florestas Amazônica e Atlântica resultou na degradação desses biomas (GONZAGA, 2006).

A madeira possui ótima relação entre resistência característica (f) e massa específica (ρ), e leva vantagem sob diversos materiais no quesito isolamento térmico. No entanto, por ser uma matéria prima orgânica, está submetida à ação de fungos e cupins. Todavia, suas fragilidades podem ser facilmente vencidas por tratamentos industrializados. Esses produtos promovem a durabilidade e realçam a beleza do material (PFEIL, 2003).

As propriedades mecânicas e físicas da madeira são diferentes conforme o lugar de cultivo e uso desse material. Essas particularidades variam em função de cada localidade. As características mudam ainda mais de acordo com os gênero e espécie, e de acordo com a família taxonômica. As dicotiledôneas são do grupo das *Angiospermas*, e contemplam a maioria das espécies arbóreas do Brasil. Já as coníferas são do grupo das *Gimnospermas*, e a maior parte das espécies desse grupo encontram-se nas florestas do hemisfério norte, e são a classe responsável por quase metade do consumo mundial das madeiras (LIMA, et al., 2018).

A cobertura tem uma das maiores importâncias para a estética e bem-estar de uma edificação, é ela a responsável por proteger a construção das intempéries (chuvas, poeira, sol, ventos, temperaturas extremas), tendo em vista, não perder sua estética e estabilidade estrutural ao longo da sua vida útil, devendo ser projetada com condições de segurança para maximizar e proteger seus benefícios. A funcionalidade e condições de durabilidade deve ser idealizada com possibilidade de manutenção, pois, esses fatores é preponderante para a avaliação do projeto. A ausência desse mecanismo é responsável pela aparição de patologias e problemas aparentes da cobertura (JUNIOR, MOLINA, 2010).

Para o dimensionamento da estrutura de madeira do trabalho, o termo cobertura se refere ao grupo de elementos participantes da mesma, sendo ele o telhado escolhido para o ambiente, o madeiramento de sustentação, o madeiramento de apoio, e o conjunto de elementos para manter a estabilidade da estrutura, também possivelmente um estudo de calhas para drenagem pluvial (JUNIOR, MOLINA, 2010). A Figura 1.3 representa um telhado de duas águas.

Figura 1.1 - Curral em duas águas.



Fonte: JLC, 2019.

No dimensionamento da cobertura em madeira, necessariamente foi preciso de outros materiais predominantes do aço para efetuar ligações e junções nas peças de madeira, sendo eles pregos ou parafusos, esses elementos garantem à madeira resistência necessária nesses encontros, no decorrer do trabalho foram estudadas as características e propriedades desses materiais, juntamente com toda terminologia das peças estruturais e suas funções para o projeto de cobertura, possibilitando juntamente com a adequação da NBR 7190 (ABNT, 1997) o dimensionamento de uma cobertura de madeira (MOLITERNO, 2010).

1.1 JUSTIFICATIVA

A madeira apresenta características físicas e mecânicas que atende à demanda dos esforços solicitados pois tem resistências tanto a tração e compressão viáveis para garantir a segurança do projeto. Reconhecendo que a madeira possui as propriedades necessárias para o dimensionamento, vale salientar que a madeira emprega vantagens comparada a outros materiais no quesito construção rural, como a trabalhabilidade das peças, o custo-benefício e por ter um visual característico do ambiente (JUNIOR, DIAS, 1997).

Entretanto existem várias estruturas de cobertura em madeira feitas sem a padronização exigida pela a norma técnica, sendo construídas empiricamente por carpinteiros

que estão estáveis até os dias atuais. Esse trabalho não visa desprezar essas metodologias, mas sim levar um modelo de cálculo estudado e comprovado cientificamente através de pesquisas e ensaios de acordo com a aprovação da NBR 7190 (ABNT, 1997) elevando a confiabilidade e o fator segurança das edificações, evitando colapsos e patologias que muitas das vezes são causadas e não evitadas pela a utilização desses conhecimentos empíricos.

O trabalho traz todas as características físicas e geométricas das peças que posteriormente poderão ser lidas por profissionais executores para a construção de coberturas em madeiras com mesmos modelos arquitetônicos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Dimensionar o sistema estrutural da cobertura em madeira.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Fixar no projeto as condições gerais estabelecidas pela NBR 7190 (ABNT, 1997) na elaboração do dimensionamento em estrutura de madeira;
- Detalhar os tipos de *layouts* de estruturas de telhados em madeira;
- Utilizar *softwares* específicos de cálculo e projeção da estrutura em madeira, e detalhamento geométrico da estrutura, sendo eles: *Ftool*[®], *AutoCad*[®], *Revit*[®], *Jwood*[®], e *VisualVentos*[®];
- Dimensionar a projeção do telhado, trama, estrutura treliçada;
- Fornecer o memorial descritivo, memorial de cálculo e todo o detalhamento do projeto;

2 REFERENCIAL BIBLIOGRÁFICO

O seguinte capítulo trás todas as especificações estabelecidas pelas bibliografias utilizadas, como os critérios de dimensionamento, coeficientes de correção, além dos fundamentos adotados pelos ensaios qualitativos e quantitativos da NBR 7190 (ABNT, 1997).

2.1 MADEIRAS EMPREGADAS

2.1.1 Madeira Serrada

Segundo Pfeil (2003), as árvores para o corte serrado devem ser adquiridas na sua maturidade, onde o seu cerne está em maior quantidade no tronco proporcionando uma matéria prima de maior qualidade e conseqüentemente de maior resistência para os esforços solicitados.

Antes da utilização na construção a madeira serrada deverá passar por um trabalho de secagem, para baixar o teor de umidade da peça. Esse processo é feito para a diminuição de deformações na estrutura como empenamento e rachaduras. Um dos melhores métodos de secagem é o empilhamento das peças separadamente para melhorar a circulação de ar nas faces laterais de cada peça, tais condições são adquiridas em galpões grandes de seções abertas possibilitando a melhor movimentação do ar no ambiente (Figura 2.1). Esse processo pode ser lento, para madeiras macias de um a dois anos, enquanto que para as madeiras de lei sendo de dois a três anos (PFEIL, 2003).

Figura 2.1 – Processo de serragem da madeira.



Fonte: EKITHERM, 2019.

A madeira serrada é encontrada em seções comerciais adotadas pelo mercado geralmente em centímetros ou polegadas. As dimensões mínimas das seções transversais de vigas ou treliças são de 50 cm² de área e 5 cm de espessura (para peças principais). A Tabela 2.1 traz as medidas comerciais para a madeira serrada (MOLITERNO, 2010).

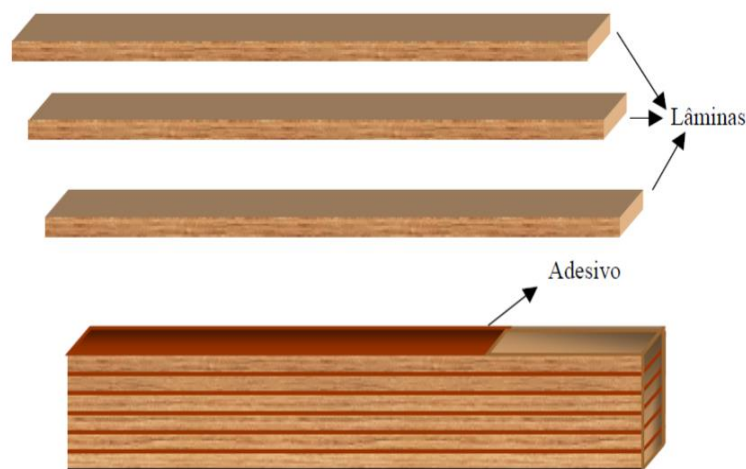
Tabela 2.1 - Medidas Comerciais.

Padrão Métrico		
Tipo de Madeira	Medida Transversal (cm)	Comprimento (m)
Ripas	1,5 3 5	básico: 4,40
Caibros	5 3 6	médio: 2,00 a 4,00
Vigas	6 3 12	médio: 5,00
	6 3 16	médio: 5,00
Tábuas	2,6 3 16	básico: 4,00
	2,6 3 23	básico: 4,00
	1,3 3 31	basico:4,00

Fonte: MOLITERNO, 2010.

2.1.2 Madeira laminada e colada

A madeira laminada colada e frequentemente utilizada em estruturas de coberturas, isso é consequência do fato da madeira dá uma vasta variedade de formas e apresentar alta resistência a solicitações mecânicas em função de seu peso próprio ser baixo. Para o aumento da resistência as fibras da lamina tem direções paralelas, as espessuras variam de 1,5 cm a 3 cm, podendo em seu máximo e excepcionalmente chegar a 5 cm. As etapas de fabricação dessa madeira se consiste em: secagem das lâminas, preparo das lâminas, execução de juntas de emenda, colagem sob pressão e acabamento e tratamento preservativo. Um dos detalhes a ser observado por esse material são as emendas, que são distribuídas ao longo das peças de forma desordenadas. As emendas dentadas são mais eficientes que as de chanfros, sendo também mais compactas (ZANGIÁCOMO, 2003) A Figura 2.2 mostra o esquema de preparação para esse conjunto de materiais.

Figura 2.2 - Madeira laminada Colada.

Fonte: ZANGIÁCOMO, 2003.

A eficiência dessa emenda depende muito da inclinação do corte, quanto mais inclinado for, mais resistente será. Como especificado na Tabela 2.2 a seguir (PFEIL, 2003).

Tabela 2.2 - Eficiência de juntas inclinadas.

Inclinação t/l	1/12	1/10	1/8	1/5
Eficiência	0,85	0,80	0,75	0,60

Fonte: PFEIL, 2003.

Tendo os métodos de colagem grande importância para a durabilidade das peças. Para madeiras secas são empregadas colas caseína, que é um produto derivado do leite. Para vigas exposta ao tempo e umidade são empregadas colas sintéticas, a pressão para essa colagem pode variar de 0,7 MPa a 1,5 MPa. Podendo essa pressão variar conforme a propriedades da madeira sendo as pressões mais baixas de madeiras macias e as mais altas de propriedades mais duras. A quantidade de cola para o processo é usualmente de 250 g por metro quadrado de superfície colada, variando os resultados de acordo com a espécie e a umidade da madeira no decorrer do método de colagem (PFEIL, 2003).

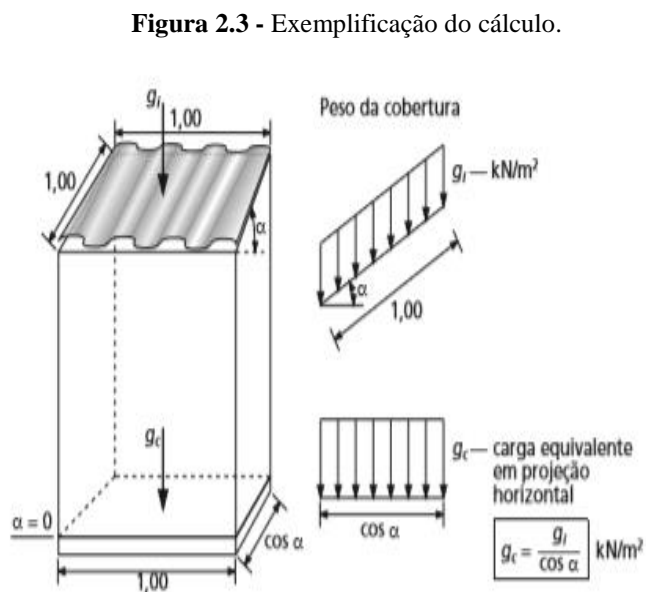
2.2 CARGAS NAS ESTRUTURAS

2.2.1 Carga permanente

A carga permanente será formada pelo peso específico da estrutura de madeira, sobrecarga e de equipamentos fixos sobre posto a estrutura. Depois da avaliação definitiva das cargas empregadas na estrutura, sendo considerado a categoria do material e peças a ser adotadas, os resultados não poderão ultrapassar uma margem de 10% do valor inicial estipulado pelos cálculos do projeto. Considera-se a cobertura e o forro como partes fixas, sendo regularmente desconsiderado o valor do forro, ou mesmo independente do telhado, sendo considerado como parte da estrutura. Outras cargas que possam surgir, peso das luminárias, dutos de renovação de ar, monovias, painéis de propaganda comercial, devem ser projetados por profissionais especializados (MOLITERNO, 2010).

2.2.1.1 Carga equivalente em projeção horizontal

Segundo Moliterno (2010), quanto maior for a inclinação do telhado, maior será a proporção de material empregado na cobertura, aumentando os dados de peso específico da estrutura.



Fonte: MOLITERNO, 2010.

Para a simplificação do cálculo estático, é imprescindível adotar a carga permanente atuando em projeção horizontal, ou seja, plana. Com essa consideração tornasse obrigatório a divisão da carga unitária da estrutura pelo cosseno do ângulo de inclinação da mesma. Como podemos ver na Figura 2.3 (MOLITERNO, 2010).

2.2.1.2 Peso próprio da estrutura

Segundo Moliterno (2010), para calcular no projeto o peso próprio da estrutura que faz parte do madeiramento, temos três principais requisitos: experiência profissional e anteprojeto, comparação de projetos executados e apropriados e fórmulas empíricas.

Experiência profissional é uma grande vantagem, sendo um caminho para agilizar o processo, tendo a profissional capacidade de se tratando de um projeto simples, fazer os desenhos a mão tendo assim o anteprojeto, e posterior a isso fazer o cálculo de verificação da estabilidade da estrutura podendo tomar as medidas necessárias para a circunstância, aceitando ou alterando as dimensões estabelecidas em projeto (MOLITERNO, 2010).

Para avaliar o peso próprio por metro quadrado do telhado na projeção horizontal, temos alguns cadernos de encargos que dispõem de elementos para a quantificação do volume da madeira do orçamento do telhado (Do qual podemos analisar a Tabela 2.3 a seguir), com esse auxílio bastará multiplicar o volume dado pela massa específica aparente da espécie botânica da madeira selecionada (MOLITERNO, 2010).

Tabela 2.3 - Volume de madeira por m² de telhado em planta.

Vão do Telhado (m)	Cobertura	
	Telhas cerâmicas (m ³ /m ²)	Chapas onduladas de fibrocimento (m ³ /m ²)
Até 7,00	0,026	0,02
7,00 - 10,00	0,04	0,03
10,00 - 17,00	0,055	0,035

Observação: Para vãos acima de 10,00 m, o emprego de telhas cerâmicas é desaconselhado pelo elevado consumo de madeira.

Fonte: MOLITERNO, 2010.

2.3.2 Efeito do vento na estrutura

O vento basicamente são os movimentos de massa de ar devido a variação de temperaturas causadas pelo sol. Por certas regiões apresentarem relevos mais elevados que outras, essa massa de ar quente poderá subir e assim formando massas de ar com temperaturas mais frias, que se movimentam em certas velocidades, como essas massas de ar sofrem atrito com a superfície da terra as velocidades acabam também variando conforme a altura. Quando edificações são colocadas no percurso desse fluxo, vários fenômenos complexos acontecem, esforços aerodinâmicos de magnitudes e direções variáveis atuam sobre a edificação (MOLITERNO, 2010).

De acordo com a norma NBR 6123 (ABNT, 2013) as forças correspondentes ao vento sobre uma edificação devem ser calculadas separadamente para:

- Elementos de vedação e suas fixações (telhas, vidros, esquadrias, painéis de vedação, etc.);
- Partes da estrutura (telhados, paredes, etc.);
- A estrutura como um todo.

Como mostrado na Equação 2.1:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2.1)$$

Onde:

V_0 : Velocidade base do vento na região;

S_1 : Fator topográfico

S_2 : Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

S_3 : Fator estático.

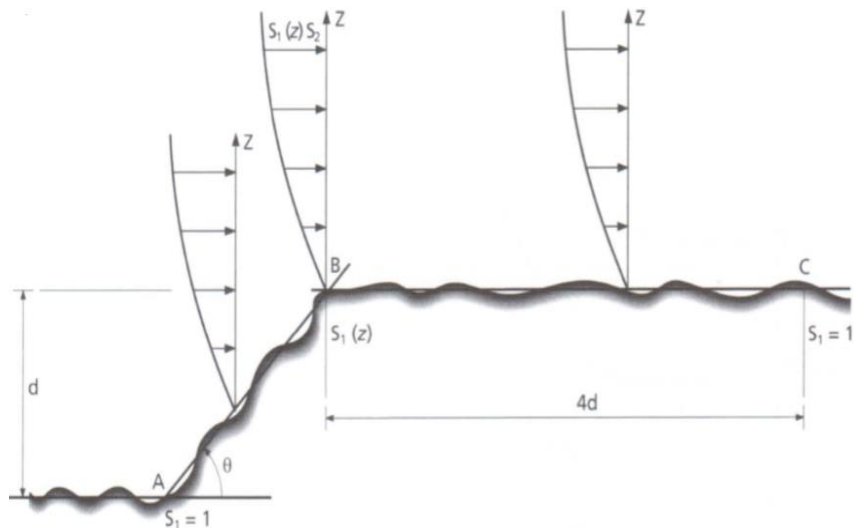
Com o cálculo separadamente se obtém assim um resultado mais aproximado da verdadeira ação que será executada tornando a projeto mais seguro e econômico seja para cobertura ou telhado projetado.

2.3.2.1 Fator topográfico, S_1

A velocidade do vento quando aproximado de morros e taludes ganha um aumento, causado mudanças no fator topográfico S_1 , porém esse fator não leva em conta a diminuição da turbulência quando a esse aumento de velocidade. A turbulência é processo muito importante na determinação dinâmica de estruturas esbeltas. É necessário ensaio experimental

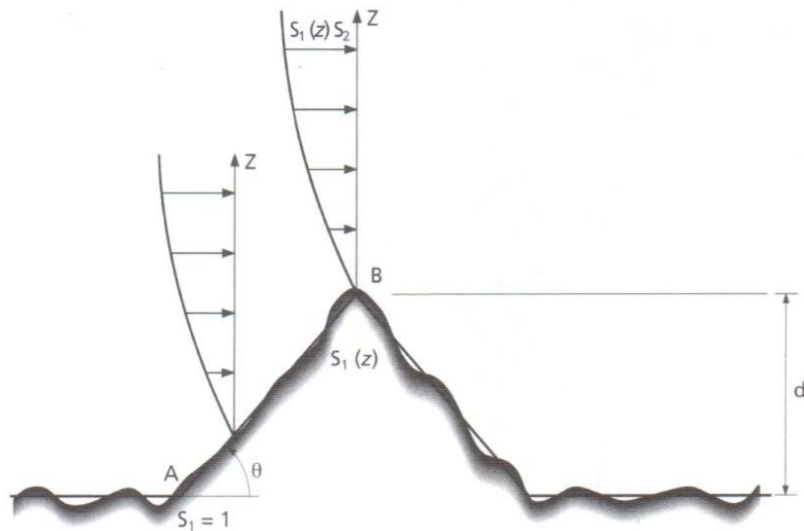
para calcular a diminuição dessa turbulência em locais com aclives. O coeficiente para áreas de terreno plano ou fracamente acidentados é $S_T = 1,0$, e para vales profundos protegidos pelo vento $S_T = 0,9$, já para terrenos perto de taludes ou morros seguem os coeficientes de acordo com as Figuras 2.4 e 2.5 (MOLITERNO, 2010).

Figura 2.4 - Fator topográfico para talude.



Fonte: Moliterno, 2010.

Figura 2.5 - Fator topográfico para morro.



Fonte: Moliterno, 2010.

Onde:

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

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

θ = inclinação média do talude ou encosta do morro.

Sendo determinado o coeficiente conforme a norma NBR 6123 (ABNT 1988) pelas Equações 2.2 a 2.4.

$$\theta \leq 3^\circ \quad S_1(Z) = 1,0 \quad (2.2)$$

$$6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad S_1(Z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) \text{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \quad (2.3)$$

$$\theta \geq 45^\circ \quad S_1(Z) = 1,0 + \left(2,5 - \frac{Z}{d}\right) 0,31 \geq 1 \quad (2.4)$$

De acordo com a norma NBR 6123 (ABNT 2003), se for preciso um conhecimento mais influente do relevo, é recomendado utilizar os ensaios de modelos topográficos em túnel de vento ou a medidas anemométricas no próprio terreno.

2.3.2.2 Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno: Fator S_2

De acordo com a NBR 6123 (ABNT 2003), o fator S_2 leva em conta o efeito da combinação da rugosidade do terreno, variação da velocidade com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte considerada da mesma. A norma separa essa rugosidade em cinco categorias, sendo:

- Categoria 1 – Superfícies lisas de grandes dimensões:
- Categoria 2 – terrenos abertos com poucos obstáculos isolados:
Cota média dos obstáculos é igual ou inferior a 1 *m*.
- Categoria 3 – terrenos planos ou ondulados com obstáculos, poucos quebra-ventos de árvores:
Cota média dos obstáculos é igual ou inferior a 3 *m*.
- Categoria 4 – terrenos cobertos por numerosos obstáculos com pouco espaço, zona florestal, industrial ou urbanizada:
Cota média dos obstáculos é igual ou inferior a 10 *m*.
- Categoria 5 – terrenos cobertos por obstáculos numerosos:
Cota média dos obstáculos é igual ou superior a 25 *m*.

Tabela 2.4 – Fator S_2 .

Z (m)	Categoria														
	1			2			3			4			5		
	Classe			Classe			Classe			Classe			Classe		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
≤ 5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,88	0,84	0,79	0,76	0,72
20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,06	1,04	1,01	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
80	1,25	1,24	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,14	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,20	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,26	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
250	1,34	1,34	1,33	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22
350	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2013).

O fator S_2 também considera a força necessária para que o vento envolva toda a estrutura afetada. Essa consideração visa melhorar os efeitos provenientes de ataques inesperados como tufões ou rajadas de ventos, em edificações montanhosas esse coeficiente torna-se crucial para um bom cálculo da rugosidade. Para isso norma NBR 6123 (ABNT 2013) fornece três modelos de edificação:

Classe A – todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação, edificações menores que 20 m de dimensão (Duração das rajadas de 3 segundos);

Classe B – edificações da qual a maior dimensão tanto horizontal ou vertical esteja entre 20 m e 50 m (Duração das rajadas de 5 segundos);

Classe C – edificações ou parte delas, no qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 m (Duração de rajadas de 10 segundos).

Para o cálculo do fator S_2 do vento acima de uma altura z do nível geral do terreno é obtido pela Equação 2.5:

$$S_2 = b Fr (z/10)^p \quad (2.5)$$

Onde:

b, p : parâmetros meteorológicos retirados da Tabela 2.5, obtida no anexo A da norma;

Fr : fator de rajadas referente a categoria 2 de terreno, retirados da Tabela 2.5 obtida no anexo A da norma.

Tabela 2.5 - Parâmetros meteorológicos.

Categoria	Z_0 (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
1	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
2	300	b	1,00	1,00	1,00
		F	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
3	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
4	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
5	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (ABNT, 2013).

2.3.2.3 Fator estático S_3

S_3 é o fator estatístico, que segundo a NBR 6123 (ABNT 2013) é baseado em conceitos estatísticos, considerando o grau de segurança requerido e a vida útil da estrutura. O tempo de recorrência médio considerado do vento é de 50 anos. A possibilidade que a velocidade baseada seja igualada ou excedida neste período é de 63%. Esses índices são mais adequados para edificações destinadas a moradias, hotéis, escritórios, etc. os valores mínimos do fator S_3 são indicados pela Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Valores mínimos de fator estatístico S_3 .

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Fonte: NBR 6123, (ABNT, 2013).

2.3 AÇÕES

2.3.1 Tipos de ações

Segundo a NBR 7190 (ABNT 1997), nas estruturas existem ações que provocam o surgimento de esforços ou deformações. Essas forças são consideradas como ações diretas e as deformações provocadas como indiretas. Essas ações podem ser:

- Ações permanentes, pequenas variações durante toda vida útil da estrutura, sendo essas com valores constantes ou em torno de uma média;
- Ações variáveis, trabalha com variações significativas durante a vida útil da edificação;
- Ações excepcionais, ações com pouca ou quase nulas possibilidades de acontecer durante a vida útil da edificação, porém deve ser considerada em algumas determinadas estruturas.

Sendo de grande importância durante a análise das ações a consideração em projeto das cargas acidentais, que são ações variáveis que atuam em função de seu uso dependendo da construção (pessoas, mobiliário, veículos, vento, etc.)

2.3.2 Combinações de ações - estados limites últimos

De acordo com Pfeil (2003), o cálculo de solicitação de ações combinadas no estado limite ultimo em situações normais e em caso de ação excepcional são representadas pelas Equações 2.6 e 2.7, tendo na Tabela 2.7 os valores de majoração das ações, enquanto a Tabela 2.8 traz os fatores de combinação e solução das ações.

Tabela 2.7 - Coeficientes de majoração das ações em estado limite de projeto.

Combinação	Ações Permanentes			Ações Variáveis	
	Cargas permanentes			Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais moveis γ_q	Variação de temperatura ambiente γ_q
	Grande Variabilidade γ_g	Pequena Variabilidade (*) γ_g	Recalques diferenciais γ_E		
Normal	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2 (0)	1,40	1,20
Especial ou Construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2 (0)	1,20	1,00
Excepcional	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0 (0)	1,00	0

Os valores entre parênteses correspondem a ações permanentes favoráveis à segurança. (*) Peso próprio de elementos de madeira classificada estruturalmente, cujo peso específico tenha coeficiente de variação não superior a 10%.

Fonte: PFEIL, 2003.

Nas quais também são empregadas pela NBR 7190 para:

- Combinações normais (ações decorrentes de uso previsto em projeto).
- Combinações especiais (decorrentes de uso não previsto em projeto).

$$F_d = \sum \gamma_{gi} G_i + \gamma_{q1} Q_1 + \sum \gamma_{qj} \psi_{0j} Q_j \quad (2.6)$$

- Combinações excepcionais (decorrente de ações com pequenas probabilidades de ocorrer, quando ocorrer com durações extremamente curtas).

$$F_d = \sum \gamma_{gi} G_i + E + \sum \gamma_{qj} \psi_{0j} Q_j \quad (2.7)$$

Sendo:

G_i : ações permanentes;

Q_j : ações variáveis ou especiais;

E : ações excepcionais;

γ : coeficientes retirados da Tabela 2.7;

ψ : coeficientes retirados da Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Fatores de combinação ψ_0 e de utilização ψ_1 (frequente) e ψ_2 (quase permanente).

Descrições das ações		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ações ambientais em estruturas correntes	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
	Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais em edificações	Locais onde não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
	Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2*
	Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2*
	Pontes ferroviárias (ferrovias não especificadas)	0,8	0,6	0,4*

*Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável de base da combinação for um sismo.

Fonte: PFEIL, 2003.

São considerados pela norma como carregamento de longa duração as combinações normais, e a ação combinada terá a resistência de projeto associada a uma carga de longa duração. Levando em conta a maior resistência da madeira a ações de curta duração, (vento, força de frenagem e aceleração em pontes), nas combinações normais em que estas ações

variáveis forem consideradas principais, os seus valores serão reduzidos, assim multiplicando-os por 0,75 (PFEIL, 2003).

2.3.3 Tipos de carregamentos

Um carregamento será especificado pelas ações em conjunto que não seja desprezível a possibilidade de atuação simultânea. Essas combinações devem ser feitas de variadas maneiras para que sua situação menos favorável em cada carregamento seja determinada para a estrutura. Deve ser feita tantas combinações quanto necessárias para a definição da segurança para todos os estados limites, seja última ou de construção, da edificação (MOLITERNO, 2010).

2.3.3.1 Carregamento normal

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), um carregamento é normal quando inclui apenas as ações decorrentes do uso previsto para a construção. É considerado que o carregamento normal seja da classe de carregamento de longa duração, podendo seu período de duração ser igual da estrutura. Portanto, ele deve ser sempre considerado nas verificações de segurança, para qualquer um dos dois estados limites (últimos ou utilização).

As eventuais ocorrências de ações curta ou media duração, terão seus valores reduzidos, para que seja considerado a melhor resistência da madeira em esforços de curta duração. Na situação de vento, frenagem ou aceleração em pontes, a solicitação for considerada principal, deverá ser multiplicada por 0,75 (MOLITERNO).

2.3.3.2 Carregamento especial

O carregamento é considerado especial quando inclui a atuações variáveis da natureza, onde os efeitos superam os do carregamento normal, tendo durações muito pequenas em relação ao período referente da estrutura. São utilizados na verificação de segurança no estado limite último.

2.3.3.3 Carregamento excepcional

Ações onde seus efeitos são catastróficos, sendo de duração extremamente curtas com pouca probabilidade de ocorrer, sendo considerada somente para estados limites últimos (MOLITERNO, 2010).

2.3.3.4 Carregamento de construção

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), um carregamento de construção é transitório e deve ser definido em cada caso particular em que haja risco de ocorrência de estado limite últimos já durante a construção.

A classe de carregamento para qualquer uma das combinações de ações são definidas pela duração acumulada seja considerada ação variável ou ação variável principal no cálculo abordado. As classes de carregamento estão especificadas na Tabela 2.9 retiradas da NBR 7190 (ABNT,1997).

Tabela 2.9 - Classes de carregamento.

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	Vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	Mais de seis meses
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana
Duração instantânea	Duração instantânea	Muito curta

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

2.3.4 Combinações de ações em estados limites de utilização segundo NBR 7190

Longa duração: consideradas no controle usual das deformações nas estruturas, como expressado pela Equação 2.8.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,K} \quad (2.8)$$

Média duração: são consideradas quando os controles das deformações são particularmente importantes, como por exemplo: quando a materiais frágeis atuando nas ligações das estruturas, Equação 2.9.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + \psi_1 F_{Q1,K} \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,K} \quad (2.9)$$

Curta duração: são consideradas quando é particularmente importante impedir defeitos decorrentes de deformações na estrutura, sendo representado pela Equação 2.10.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + F_{Q1,K} \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,K} \quad (2.10)$$

Duração instantânea: são consideradas com valores que efetivamente possam existir concomitantemente com a carga especialmente definida para a combinação, Equação 2.11.

$$F_{d,util} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + F_{Q,Especial} \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,K} \quad (2.11)$$

Onde:

Os valores de ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 são dados pela Tabela 2.8

2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS AVALIADAS PARA O PROJETO

Segundo a NBR 7190 (p.14, 1997) “As propriedades da madeira são condicionadas por sua estrutura anatômica, devendo distinguir-se os valores correspondentes à tração dos correspondentes à compressão”. Por meio do estudo prévio do material podemos então adequar a suas características utilizando os valores determinados na norma.

2.4.1 Teor de Umidade

As propriedades mecânicas vistoriadas para a utilização adequada da madeira são teor de umidade, densidade, resistência e módulo de elasticidade. O teor de umidade está diretamente ligado à consistência mecânica da madeira, uma vez que por meio dessa medida

podemos obter um grau de trabalhabilidade, um proveniente ataque de fungos e insetos e outros aspectos que essa constante determina. O teor de umidade padrão de cálculo estrutural de projetos de madeira é de 12% estabelecido pela norma técnica NBR 7190 (ABNT, 1997) (MORESCHI, 2014). A Tabela 2.10 demonstra as classes de umidade da madeira.

Tabela 2.10 - Classes de Umidade.

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio a madeira U_{eq}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ Durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

2.4.2 Classes de resistência

A madeira possui propriedades que possibilitam o seu uso favorável no meio estrutural em determinadas construções isostáticas e hiperestáticas, no entanto, e por meio do estudo das suas propriedades que vão trazer esse embasamento para adequar a melhor solução para cada caso. A associação brasileira de normas técnicas (ABNT) padronizou mediante a norma NBR 7190 (1997) por meio de estudos quantitativos e qualitativos esses níveis de propriedades mecânicas e físicas, classificando as madeiras que serão utilizadas em projetos estruturais. (POLLETI, et al, 2018). As Tabelas 2.11 e 2.12 demonstra a classificação das madeiras coníferas e dicotiledôneas para uso em projetos estruturais.

Tabela 2.11 - Classes de resistência das coníferas.

Coníferas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k}	f_{vk}	E_{c0m}	$\rho_{bas,m}$	$\rho_{aparente}$
	MPa	MPa	MPa	kg/m ³	kg/m ³
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	8500	450	50
C30	30	6	14500	500	600

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Tabela 2.12 - Classes de resistência das dicotiledôneas.

Dicotiledôneas					
(Valores na condição-padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{c0k}	f_{vk}	E_{c0m}	$\rho_{bas,m}$	$\rho_{aparente}$
	MPa	MPa	MPa	kg/m ³	kg/m ³
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C60	60	7	24500	800	100

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Existem também as propriedades organolépticas da madeira, sendo elas cor, textura, desenho, odor e sabor. Essas propriedades são desprezadas em caráter construtivo de uma estrutura de madeira, que por sua vez para a construção segura de um ambiente é necessárias características físicas como a resistência, ao contrário dessas propriedades. As características organolépticas possuem caráter visual para o ambiente proporcionando mais beleza e ornamentação na estrutura de madeira trazendo uma decoração atrativa para o aspecto construtivo, essas particularidades são estreitamente avaliadas em obras de arte onde a madeira traz propensão para a forma da estrutura com as características organolépticas, principalmente a cor e rusticidade. (MORESCHI, 2014)

2.4.3 Coeficientes de modificação

O coeficiente de modificação e o produto de três coeficientes denominados k_{mod1} , k_{mod2} , k_{mod3} . Esses coeficientes limitam a peça de madeira de acordo com a suas propriedades e defeitos que podem ser encontrados na sua utilização. O fator k_{mod1} denomina a classe de carregamento solicitante na peça, o coeficiente k_{mod2} verifica a classe de umidade a ser empregada para o cálculo, e o fator k_{mod3} determina a categoria da madeira perante a defeitos físicos existentes, em casos que não se tem conhecimento desses defeitos e utilizado o valor mais desfavorável desse coeficiente para efeito de segurança (JUNIOR, MOLINA, 2010). As Tabelas 2.13, 2.14 e 2.15 mostram esses fatores que foram padronizados pela a NBR 7190 (1997).

Tabela 2.13 - Valores de kmod1.

Classes de Carregamento	Tipos de Madeira	
	Madeira serrada	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada Madeira compensada	
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Tabela 2.14 - Valores de kmod2.

Classes de umidade	Madeira serrada	
	Madeira laminada colada	Madeira recomposta
	Madeira compensada	
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Tabela 2.15 - Valores de kmod3.

Produto de madeira	Tipo de madeira	Categoria	kmod3
Serrada	Dicotiledôneas	1ª Categoria	1,0
		2ª Categoria	0,8
	Coníferas	1ª ou 2ª	0,8
Laminada e colada	Qualquer	1ª ou 2ª – peça curva	$1,0 - 2000\left(\frac{r}{t}\right)^2$
		peça reta	1,0

Fonte: PFEIL, 2003.

2.4.4 Resistência de cálculo

Para o emprego construtivo de qualquer material e indispensável a verificação de sua resistência mecânica, essa averiguação do comportamento da madeira empregada na base de cálculo e de suma importância para estabilidade da estrutura uma vez que o estudo da

resistência de cálculo se dá pela as possíveis ações atuantes na peça. A seguir e dada a Equação 2.12 da resistência de cálculo ou de projeto. (MOLITERNO, 2010)

$$F_d = K_{\text{mod}} \frac{f_k}{\gamma_w} \quad (2.12)$$

Onde, o f_k é a resistência característica da madeira e γ_w o coeficiente de ponderação da madeira no estado limite último encontrado na tabela a seguir, esse coeficiente minora a resistência da madeira empregada com o intuito de trazer mais segurança para base de cálculo.

Tabela 2.16 - Coeficientes de ponderação da resistência da madeira.

Coeficientes de ponderação da resistência da madeira para estados limites últimos	
Compressão paralela as fibras	$\gamma_{wc} = 1,4$
Tração paralela as fibras	$\gamma_{wt} = 1,8$
Cisalhamento paralelo as fibras	$\gamma_{wv} = 1,8$
Estados limites de utilização	$\gamma_w = 1,0$

Fonte: MOLITERNO,2010.

2.4.6 Relações entre propriedades mecânicas

A NBR 7190(1997) diz que “Permite-se a caracterização simplificada das resistências da madeira de espécies usuais a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras”. Por meio desses ensaios podemos fazer relações entre as propriedades mecânicas tanto para tração paralela as fibras como também para cisalhamento paralelo a fibras. (MOLITERNO, 2010) A Tabela 2.17 mostra essas relações encontradas em ensaios.

Tabela 2.17 - Relações entre os valores característicos de tensões resistentes.

Relações entre os valores característicos de tensões resistentes	
$f_{c,k}/f_{t,k}$	0,77
$f_{m,k}/f_{t,k}$	1,00
$f_{cn,k}/f_{t,k}$	0,25
$f_{v,k}/f_{c,k}$ (coníferas)	0,15
$f_{v,k}/f_{c,k}$ (dicotiledôneas)	0,12

Fonte: MOLITERNO,2010.

2.5 PROPRIEDADES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS

2.5.1 Momento fletor máximo devido à carga distribuída

Para o cálculo de peças estruturais é fundamental o estudo do maior momento fletor solicitante em todo o comprimento de aplicação da carga, por que é por meio dessa constante que se verifica a resistência da peça devido a essa ação. Quando uma peça é solicitada a qualquer carga que esteja perpendicular ao seu eixo axial gera-se momento fletor, essa solicitação proporciona ao elemento fenômeno de flexão que deve ser verificado segundo as consoantes da norma técnica. (MOLITERNO, 2010)

Hibbeler (2010, p.185) define momento fletor máximo de carga distribuída em viga biapoiada:

$$M_{máx} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (2.13)$$

Onde:

- q : carga aplicada distribuída
- L : vão de cálculo da viga

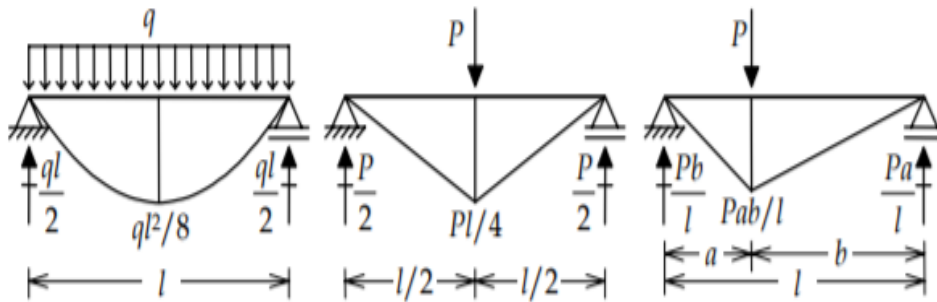
2.5.2 Momento fletor máximo devido à carga pontual

A maioria dos casos em estruturas de madeira são verificados casos de momento fletor devido a cargas distribuídas linearmente e seus comprimentos, mas para efeito de segurança de projeto a NBR determina o acréscimo de carga pontual na posição mais desfavorável da peça. (MOLITERNO, 2010) A Figura 2.6 define as condições de concordância dos diagramas devido a aplicação da carga distribuída e também da carga pontual. Essas condições definem as posições mais críticas nas seções da viga.

Luiz Fernando (2017, p. 72) apresenta a fórmula de momento máximo eventual de carga pontual, sendo P a carga aplicada no meio do vão e L o comprimento da viga birotulada.

$$M_{máx} = \frac{PL}{4} \quad (2.14)$$

Figura 2.6 - Condições de carga distribuída e pontual.



Fonte: MARTHA, 2017.

2.5.3 Tensão normal máxima devido a flexão

Tensão oriunda de esforços internos que acontece na região da seção transversal, mas distanciada do eixo nulo da peça. Essa tensão é conhecida a partir da determinação da escolha das peças estruturais e do cálculo do carregamento em cada parte, mediante a esses aspectos a tensão normal deve ser conceituada como menor que a tensão resistente da peça. (HIBBELER, 2010)

Hibbeler (2010, p.205) diz que a tensão máxima é:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M c}{I} \quad (2.15)$$

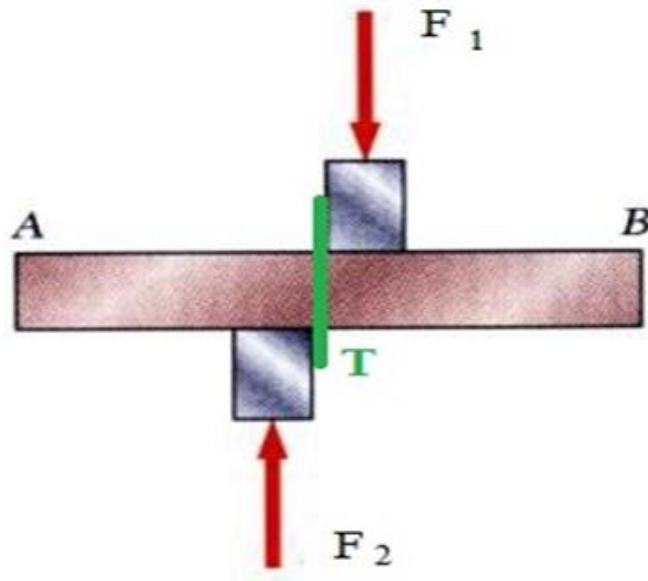
Onde:

- M : Momento fletor máximo devido as ações na viga
- C : comprimento reto do eixo de referência até o centro geométrico da peça
- I : inércia da seção transversal do componente analisado em relação a base

2.5.4 Tensão de cisalhamento média

Tensão tangencial sobreposta sobre a seção transversal da peça, com outras palavras e uma tensão de corte com angulação de 90° em relação à direção normal da peça. (HIBELLER, 2010) A Figura 2.7 exemplifica o sentido de atuação da força que gera tensão cisalhante.

Figura 2.7 - Sentido de atuação das forças.



Fonte: EFEITOJOULE, 2019.

Hibbeler (2010, p.638) fixa tensão de cisalhamento média como:

$$\tau_{méd} = \frac{V}{A} \quad (2.16)$$

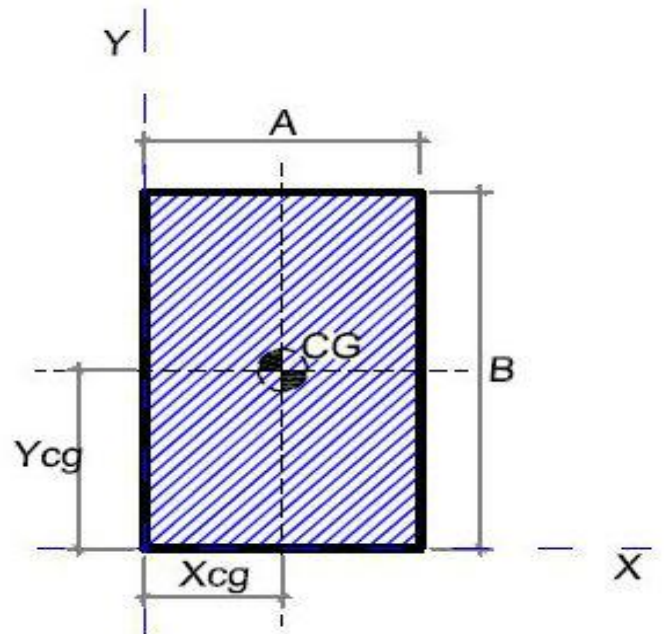
Onde:

- V : Força atuante cortante;
- A : área da seção transversal.

2.5.5 Inércia da área retangular

Capacidade que o corpo tem de resistir a esforços permanentes e temporários. Hibbeler (2010, p.636) determina a seguir as equações de inércia e de área em referência com o eixo cartesiano mostrado na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Inércia de seção retangular.



Fonte: ENGIOBRA, 2019.

1. Inércia em relação ao eixo x e y :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \quad (2.17)$$

$$I_y = \frac{b^3h}{12} \quad (2.18)$$

2. Área da seção retangular:

$$A = b \cdot h \quad (2.19)$$

Onde:

- b = base da seção transversal em relação ao eixo de referência;
- h = altura da seção transversal em relação ao eixo de referência.

2.5.6 Carga crítica de Euler para flambagem

O fenômeno de flambagem é verificado em peças que sofrem esforços de compressão como por exemplo as diagonais e montantes de treliça, esse evento proporciona a peça um encurvamento em seu comprimento. Para casos em que esse encurvamento pode ocasionar ruptura ou colapso da peça foi promovido a equação de Euler para definir a carga crítica que a peça vai suportar antes entrar no estágio de flambagem máxima, sendo esses modos de flambagem igual a 1. (HIBBELER, 2010) conforme a norma NBR 7190 (ABNT, 1997) essa equação é dita como:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2} \quad (2.20)$$

Sendo:

I : momento de inercia da seção transversal da peça, relativo ao plano de flexão que verifica as condições de segurança;

$E_{c0,ef}$: módulo de elasticidade paralelamente às fibras efetivo;

L_0 : Comprimento equivalente da peça.

2.5.7 Flechas devido a flexão de viga biapoiada

As flechas são ditas como deslocamentos nas seções das vigas, esses deslocamentos se outorgam devido a carga aplicada na seção transversal, por esse motivo os deslocamentos são analisados para que não excedam o limite permitido pela norma, caso contrário o sistema estrutural deve ser modificado para atender essa exigência. (MOLITERNO, 2010)

Beer (2011, p. 774) fixa em suas tabelas a fórmula de flecha máxima de uma viga biapoiada sendo:

$$\delta_{máx} = \frac{5qL^4}{384EI} \quad (2.21)$$

Onde:

- q = Força atuante da seção distribuída;
- L = Comprimento de cálculo da peça;

- E = Módulo de elasticidade do material;
- I = menor inércia da seção transversal.

2.5.8 Decomposição de força axial

Essa avaliação é feita nos entalhes e cortes da estrutura, pois são nessas regiões que se encontram forças vindas de duas direções diferentes, esses encontros são denominados nós estruturais e são formados entre as peças que fazem junções com esses nós. (MOLITERNO, 2010)

Moliterno (2010, p.189) coloca essa operação no seguinte aspecto “dada a direção, sentido e intensidade de uma força F e duas outras direções dadas por ângulos (θ_1) e (θ_2) quaisquer, calcular as forças F_1 e F_2 nessa direção”. Por esse exposto o sistema abaixo e predito por equilíbrio de nó.

$$\begin{bmatrix} \cos \theta_1 & \cos \theta_2 \\ \sin \theta_1 & -\sin \theta_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

Pela regra de Kramer e obtido a solução do sistema a cima, onde o Δ é uma identidade trigonométrica para cálculo da força.

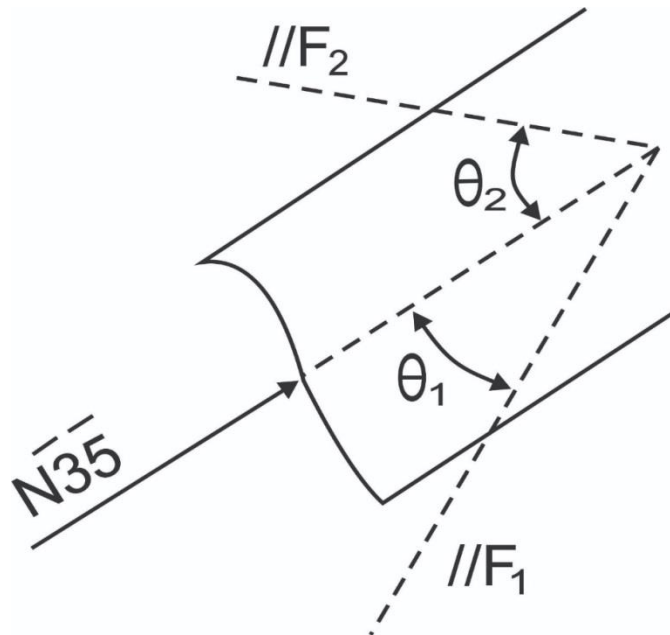
$$F_1 = \frac{F \cdot \sin \theta_2}{\Delta} \quad (2.23)$$

$$F_2 = \frac{F \cdot \sin \theta_1}{\Delta} \quad (2.24)$$

$$\Delta = \cos \theta_1 \cdot \sin \theta_2 + \cos \theta_2 \cdot \sin \theta_1 \quad (2.25)$$

A Figura 2.9 abaixo mostra o corte inclinado de um componente de treliça onde são exemplificados graficamente as variáveis da equação acima.

Figura 2.9 - Corte inclinado da componente de treliça.



Fonte: MOLITERNO, 2010.

No qual:

- F_1 : Força axial decomposta
- N_{35} : Força aplicada no sentido axial da barra
- θ : Ângulo referente ao centro geométrico da peça e o eixo da projeção decomposta da força.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE SOLICITAÇÕES SEGUNDO A NBR 7190

2.6.1 Valores de Cálculo (Tração e Compressão)

Para o cálculo da resistência utilizasse a Equação 2.26:

$$F_{wd} = K_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w} \quad (2.26)$$

Onde:

f_{wk} : é a resistência característica determinadas a partir de ensaios;

γ_w : coeficiente de ponderação da madeira especificados na Tabela 2.7 do item 2.3.2;

K_{mod} : coeficiente de modificação especificado no item 2.4.3.

Essa equação permite encontrar a resistência característica para os esforços de tração e compressão paralela as fibras, abortados nos itens anteriores.

2.6.2 Coeficientes α_n e α_e

A norma NBR 7190 (ABNT, 1997), estabelece que o coeficiente α_n é igual a 1 no caso de ser a extensão da carga devendo ser medida na direção das fibras, maior ou igual a 15 *cm*; quando a extensão for menor que 15 *cm*, e a carga esteja afastada em 7,5 *cm* da extremidade da peça, esse coeficiente será fornecido pela Tabela 2.18.

Tabela 2.18 - Valores α_n .

Extensão da carga normal ás fibras, medida paralelamente a estas (cm)	α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Tabela 2.19 - Valores de α_e .

Diâmetro do Pino cm	$\leq 0,62$	0,95	1,25	1,60	1,90	2,20
Coeficiente α_e	2,50	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do Pino cm	2,50	3,10	3,80	4,40	5,00	$\geq 7,5$
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07	1,00

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Para necessidade de cálculo utilizasse o coeficiente α_e , como indicado pela Tabela 2.19.

2.6.3 Compressão Paralela às fibras

Segundo Pfeil (2003), para o dimensionamento em peças curtas submetidas à compressão axial, deverá ser considerado critérios de segurança dado pela Equação 2.27:

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd} \quad (2.27)$$

Onde:

σ_{cd} : é a tensão solicitante de projeto;

f_{cd} : é a tensão resistente de projeto á o esforço de compressão paralela as fibras, que pode ser empregada em peças cujas fibras seja inclinada até 6° em relação ao eixo longitudinal da peça.

2.6.4 Compressão normal às fibras

Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), para compressão normal ás fibras são determinados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira, a extensão de carregamento deve ser levada em consideração, sendo medida paralelamente à direção das fibras, como ilustrada na Figura 2.10.

Para o critério de segurança de peças submetidas à compressão normal ás fibras, utilizasse a Equação 2.28 (PFEIL,2003).

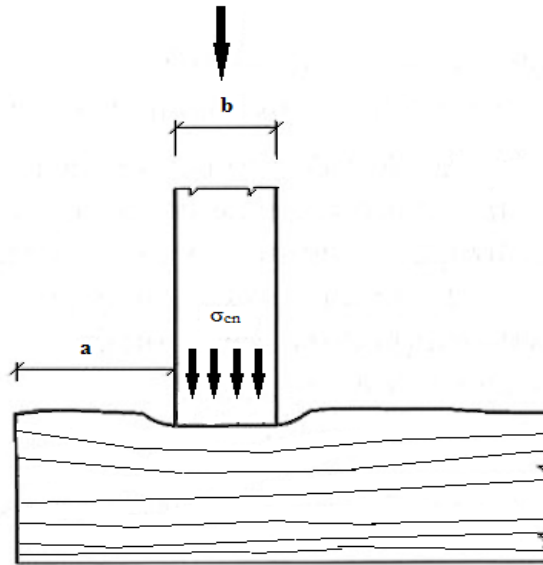
$$\sigma_{cnd} \leq f_{cnd} \quad (2.28)$$

Sendo:

σ_{cnd} : tensão solicitante de projeto;

f_{cnd} : tensão resistente a compressão normal ás fibras.

Figura 2.10 - Tensão de compressão normal as fibras, em peças estruturais de madeira.



Fonte: PFEIL, 2003.

O valor de f_{cnd} deverá mudar conforme a ampliação da carga medida na direção das fibras. Utilizando $0,25 f_{cd}$ quando a extensão for igual ou superior a 15 cm . Para distâncias do extremo maiores que $7,5 \text{ cm}$ e $b < 15 \text{ cm}$, o valor para o f_{cnd} é encontrado pela Equação 2.29 (PFEIL, 2003).

$$f_{cnd} = 0,25 f_{cd} \alpha_n \quad (2.29)$$

Sendo o α_n coeficiente que leva em consideração a maior rigidez da madeira para esforços aplicados em pequenas áreas, seu valor é adquirido pela Tabela 2.18.

Onde:

$$\alpha_n \geq 1 \begin{cases} b \leq 15 \text{ cm} \\ a \geq 7,5 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.30)$$

2.6.5 Compressão inclinada em relação as fibras

Segundo a NBR 7190 (ABNT 1997), é permitido ignorar a influência da inclinação das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo de 6° . Portanto, para inclinações maiores é necessário fazer a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, expressa pela Equação 2.31.

$$f_{cbd} = \frac{f_{cd} f_{cnd}}{f_{cd} \operatorname{sen}^2 \beta + f_{cnd} \cos^2 \beta} \quad (2.31)$$

Onde:

f_{cbd} : tensão resistente a compressão numa face cuja a normal está inclinada em relação a direção das fibras;

f_{cd} : é a tensão resistente de projeto á o esforço de compressão paralela as fibras, que pode ser empregada em peças cujas fibras seja inclinada até 6° em relação ao eixo longitudinal da peça;

f_{cnd} : tensão resistente a compressão normal ás fibras;

β : ângulo de inclinação.

2.6.6 Tração paralela às fibras

Conforme a NBR 7190 (ABNT 1997), o comportamento elastofrágil da madeira tracionada permite que, não sendo possível a realização do ensaio de tração uniforme, a resistência a tração paralela as fibras seja determinada pela caracterização simplificada da resistência da madeira serrada, ou pela resistência a tração na flexão, obtida pela tensão atuante na borda onde está sendo mais tracionada, devendo estar em regime elástico, tendo ensaios de corpos-de-prova de seções transversais que leve a ruptura efetiva da área tracionada antes da ruptura da área comprimida. Nestes ensaios de flexão são necessárias precauções para eliminar o atrito nos apoios e para que as forças aplicadas não provoquem esmagamento por compressão normal.

Para esforços paralelo as fibras ou com inclinações de até 6° em relação as fibras em peças tracionadas, deve ser aplicar condições de segurança determinadas pela Equação 2.32 (PFEIL, 2003).

$$\sigma_{td} \leq f_{td} \quad (2.32)$$

Onde:

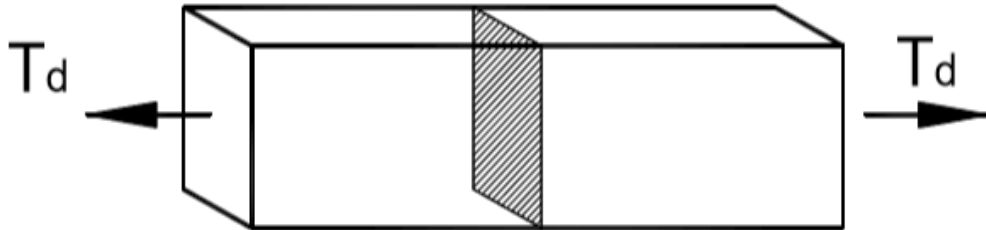
σ_{td} : é a tensão solicitante de projeto;

f_{td} : é a tensão resistente de projeto á o esforço de tração paralela as fibras.

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), não sendo possível o ensaio de tração uniforme, a resistência a tração poderá ser igualada a resistência a tração na flexão. Para peças

onde a inclinação ultrapasse o ângulo de 6° deve-se usar a fórmula de Hankinson (Equação 2.31) para a sua definição.

Figura 2.11 - Tração paralela as fibras.



Fonte: VARELA, 2019.

2.6.7 Tração normal às fibras

Conforme a norma NBR 7190 (ABNT, 1997), para madeiras em relação de estado limites últimos, a segurança de suas peças estruturais não deve depender diretamente da resistência a tração normal as fibras do material. Quando essas tensões atingirem valores significativos de tração normal às fibras, deve-se empregar dispositivos que impeçam a ruptura decorrente dessas tensões.

Segundo Pfeil (2003), para fins de projeto estrutural a resistência da madeira nos esforços de tração normal a fibras é considerada nula.

2.6.8 Flexão simples reta

Segundo a norma NBR 7190 (ABNT, 1997), peças fletidas, deve-se considera o vão teórico com o menor dos próximos valores:

- Distância entre eixos dos apoios;
- O vão livre acrescido da altura de seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 *cm*.

Segundo Moliterno (2010), para efeitos de segurança quando os momentos fletores que atuam no plano de atuação, tem um dos eixos centrais de inercia, a garantia de segurança fica por conta das seguintes condições:

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{cd} \quad (2.33)$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{td} \quad (2.34)$$

Onde:

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{W_c} \quad (2.35)$$

$$W_c = \frac{I}{y_{c1}} \quad (2.36)$$

E:

$$\sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{W_t} \quad (2.37)$$

$$W_t = \frac{I}{y_{t2}} \quad (2.38)$$

Sendo:

f_{cd} e f_{td} : São a resistência a compressão e tração, respectivamente;

$\sigma_{c1,d}$ e $\sigma_{t2,d}$: São as respectivas tensões atuantes de cálculo as bordas mais comprimida e mais tracionadas da seção transversal considerada;

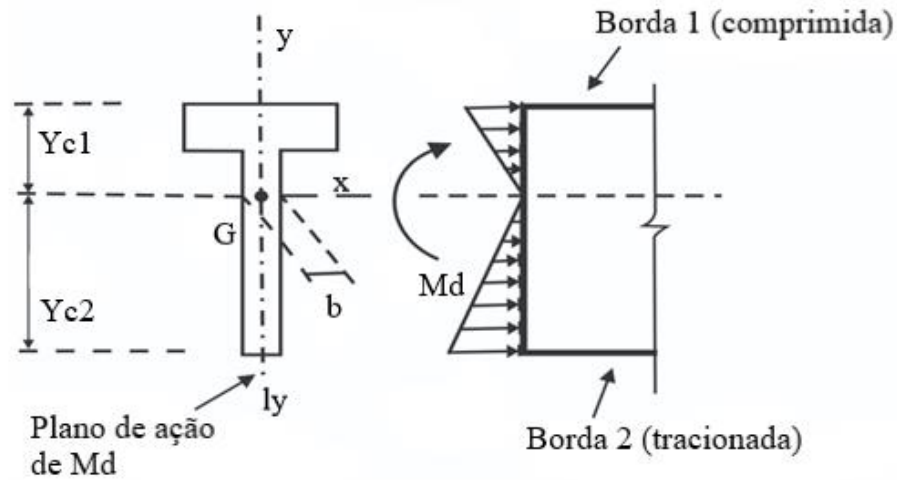
W_c e W_t : Módulos de resistência;

I : o momento de inercia da seção transversal resistente em relação ao eixo central de inercia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante.

2.6.9 Flexão simples oblíqua

Moliterno (2010) considera, na condição de o plano de atuação do momento fletor não conter nenhum dos eixos centrais de inercia (como mostrado da Figura 2.12), a exigência de segurança é dada pela condição mais pesada da norma, tanto para tensões de compressão ou tração, sendo expressada nas Equações 2.39 e 2.40 após a demonstração da figura.

Figura 2.12 - Flexão simples oblíqua.



Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (2.39)$$

Podendo ser também:

$$K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (2.40)$$

No qual as variáveis são definidas como:

$\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$: Tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais;

f_{wd} : Resistência de cálculo de tração ou compressão, dependendo da borda verificada;

K_M : coeficiente de correção, podendo ter o valor de 0,5 para seções retangulares e 1,0 para as demais seções.

2.5.10 Flexotração

Nas barras submetidas a flexotração, a condição de segurança deverá ser expressão pela mais rigorosa condição mostrada pelas Equações abaixo, tendo uma função linear para a influência das tensões devidas a força normal de tração (NBR 7190 (ABNT, 1997)).

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad (2.41)$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1 \quad (2.42)$$

Onde:

$\sigma_{Nt,d}$: valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal a tração;

$f_{t0,d}$: resistência de cálculo a tração paralela as fibras.

Os demais termos já são definidos em 2.6.9.

2.6.11 Flexocompressão

Além da necessidade de verificação da estabilidade, no ponto onde ocorrer a maior sollicitação de compressão da seção, deve-se considerar a exigência de segurança mais pesada das Equações a seguir (MOLITERNO, 2010).

$$\left[\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right]^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (2.43)$$

$$\left[\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right]^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (2.44)$$

Onde:

$\sigma_{Nc,d}$: valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal a compressão;

$f_{c0,d}$: resistência de cálculo a compressão paralela as fibras.

Os demais termos já são definidos em 2.6.9.

2.6.12 Cisalhamento longitudinal em vigas

Segundo Pfeil (2003), em vigas de esforços cortantes que geram o efeito de flexão, o critério de segurança a ser adotado em relação as tensões de cisalhamento (τ) é dada pela expressão:

$$\tau_d \leq f_{vd} \quad (2.45)$$

Sendo o f_{vd} a tensão resistente ao esforço de cisalhamento paralelo as fibras, e τ_d a máxima tensão de cisalhamento agindo no ponto mais solicitado da peça.

Na eventual falta de referência para f_{vd} , pode ser considerado o valor encontrados pelas Equações:

- Coníferas:

$$f_{vd} = 0,12 f_{cd} \quad (2.46)$$

- Dicotiledôneas;

$$f_{vd} = 0,10 f_{cd} \quad (2.47)$$

Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), em vigas com seções retangulares tem-se:

$$\tau_d = \frac{3 V_d}{2 b h} \quad (2.48)$$

Onde:

V_d : força cisalhante;

b : base da seção retangular;

h : altura da seção retangular.

2.6.13 Cargas concentradas junto aos apoios diretos

Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), para casos de vigas de altura h que recebem cargas concentradas, que produzem tensões de compressão nos planos longitudinais, a uma

distância $a \leq 2 h$ do eixo do apoio, o cálculo das tensões de cisalhamento pode ser feito com uma força cortante reduzida de valor encontrado pela Equação 2.49:

$$V_{red} = V \frac{a}{2h} \quad (2.49)$$

2.6.14 Estabilidade

A estabilidade das peças de madeira está relacionada basicamente aos efeitos de excentricidade provocado pelos os esforços de compressão exercidos. Conforme a NBR 7190 (ABNT, 1997), as exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice encontrado pela expressão.

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{min}} \quad (2.50)$$

Onde:

L_0 : comprimento teórico de referência;

i_{min} : raio de giração mínimo da seção transversal.

O valor de L poderá mudar conforme a estrutura, sendo que para peças de uma extremidade engastada e a outra livre $L_0 = 2 L$, e peças cujo as suas extremidades sejam deslocáveis por flexão, utilizasse $L_0 = L$.

Seguindo os passos da norma para o cálculo da excentricidade acidental devidas a imperfeições nas peças de madeira, temos:

$$e_a = \frac{L_0}{300} \quad (2.51)$$

- Excentricidade inicial devido ao seu carregamento:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \quad (2.52)$$

Sendo:

M_{1d} : momento de projeto;

N_d : esforço normal de projeto.

- Excentricidade de primeira ordem, não podendo seu valor ser menor que $\frac{h}{30}$:

$$e_1 = e_i + e_a \quad (2.53)$$

2.6.14.1 Peças curtas

Para as peças consideradas curtas, ou seja, de esbeltez $\lambda \leq 40$, tendo a situação de projeto admitida como solicitadas apenas a compressão simples, dispensa-se a consideração de eventuais efeitos de flexão (NBR 7190 (ABNT, 1997)).

2.6.14.2 Peças medianamente esbeltas

Moliterno (2010), seguindo os passos da norma NBR 7190 (ABNT, 1997), traz os seguintes critérios para peças medianamente esbeltas.

Definidas peças esbeltas quando: $40 < \lambda \leq 80$

Verificação do estado limite ultimo de instabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (2.54)$$

Onde:

σ_{Nd} : valor de cálculo da tensão de compressão devido a força normal de compressão;

σ_{Md} : valor de cálculo da tensão de compressão devido ao momento fletor de compressão encontrado pela a Equação 2.55:

$$M_d = N_d \cdot e_d \quad (2.55)$$

Com:

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (2.56)$$

F_E Definido pela a carga de Euler, onde a equação é a mesma da carga crítica de flambagem definida no item 2.5.6

2.5.14.3 Peças esbeltas

Moliterno (2010), seguindo os passos da norma NBR 7190 (ABNT, 1997), traz os seguintes critérios para peças esbeltas.

Definidas peças esbeltas quando: $80 < \lambda \leq 140$

Verificação do estado limite ultimo de instabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (2.57)$$

Onde:

σ_{Md} : valor de cálculo da tensão de compressão devido ao momento fletor de compressão, considerado planos de rigidez mínimo e máximo da peça, encontrado pela a Equação 2.58:

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (2.58)$$

Sendo a extremidade efetiva de primeira ordem:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c \quad (2.59)$$

Onde:

e_i : é a excentricidade de primeira ordem decorrente da situação de projeto.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d} \quad (2.60)$$

e_a : excentricidade acidental mínima, mostrada 2.6.14

e_c : excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left| \exp \left\{ \frac{\varphi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} \right\} - 1 \right| \quad (2.61)$$

Com:

N_{gk} e N_{qk} : valores característicos da força normal devidos as cargas permanentes e variáveis.

ψ_1 e ψ_2 : coeficientes dados em 2.3.2, devendo a soma dos mesmo ser ≤ 1 .

e_{ig} : Encontrado pela expressão:

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}} \quad (2.62)$$

$M_{1g,d}$ É o valor de cálculo de momento devido apenas as ações permanentes da estrutura.

O valor do coeficiente de fluência φ , é dado pela Tabela 2.20:

Tabela 2.20 - Coeficiente de fluência φ .

Classes de carregamento	Classes de Umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de Longa duração	0,80	2,00
Média duração	0,30	1,00
Curta duração	0,10	0,50

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

2.6.14.4 Estabilidade lateral de vigas de seção retangular

Segundo a norma NBR 7190 (ABNT, 1997), é dispensado a comprovação da segurança ao estado limite último de instabilidade lateral quando forem satisfeitas as seguintes condições:

- Quando os apoios de extremidade da viga impedem a rotação de suas seções extremas em torno do eixo longitudinal de peça;

- Existem travamentos ao longo do comprimento L da viga, afastado entre si de uma distância não maior que Ll :

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M f_{c0,d}} \quad (2.63)$$

Onde o coeficiente:

$$\beta_M = \frac{1}{0,26 \pi} \frac{\beta_E}{\gamma_f} \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}} \quad (2.64)$$

Podendo ser dado pela Tabela 2.21:

Tabela 2.21 - Coeficiente de correção β_M .

$\frac{h}{b}$	β_M	$\frac{h}{b}$	β_M	$\frac{h}{b}$	β_M	$\frac{h}{b}$	β_M
1	6,00	6	23,10	11	41,20	16	59,40
2	8,80	7	26,70	12	44,80	17	63,00
3	12,30	8	30,30	13	48,50	18	66,70
4	15,90	9	34,00	14	52,10	19	70,30
5	19,50	10	37,60	15	55,80	20	74,00

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Quando $\gamma_f = 1,4$ e coeficiente de correção $\beta_E = 4$.

Para as vigas de seção transversal retangular, de largura b e altura h onde está atuando o carregamento.

2.7 PREGOS

Os pregos são fabricados com enorme variabilidade de tamanho e podendo ser especializado para uma determinada peça (representado na Figura 2.14), o material utilizado é o arame de aço-doce. As antigas bitolas comerciais ainda em utilização no Brasil, tem o

conceito de representação por dois números: sendo o primeiro a representação do diâmetro em fileiras francesa (diâmetro considerado é do material de origem do prego); o segundo é considerado o comprimento em linhas portuguesas. (PFEIL, 2003).

Figura 2.13 - Dimensões de pregos para caibros.



Fonte: Catálogo da Gerdau, 2019.

Segundo Pfeil (2003), o prego também é fabricado com material de arames de aço duro, sendo sua superfície helicoidal, quando se quer uma maior resistência ao esforço de arrancamento. Com o aprimoramento das técnicas e evolução tecnológica, tornou-se possível a fabricação de pregos voltadas para as peças ou estruturas que serão empregados, por exemplo ripas, caibros e terças.

Em geral o diâmetro do prego é definido por 1/8 a 1/10 da menor espessura da madeira que irá ser cruzada. Conforme a NRB 7190 (ABNT, 1997), o diâmetro do prego não deve exceder a 1/5 da menor espessura cruzada.

2.8 PARAFUSOS DE PORCA E ARRUELA

Para a fixação dos parafusos, furos extremamente ajustados são feitos de forma que não produzem uma folga maior que 1 *mm*. Depois de colocado e ajustado o parafuso, as porcas são apertadas de maneira a amarrar a junção, fazendo um esforço de compressão fortemente na direção transversal da madeira, onde essa força é transmitida para a peça com o auxílio das arruelas. O esforço gerado favorece essa ligação, já que desenvolve atritos nas interfaces. Contudo, devido a retração e o processo de deformação lenta da madeira, o esforço transversal deve ser considerado aleatório o que afeta no cálculo do dimensionamento sendo necessário desconsiderá-lo (PFEIL, 2003).

Figura 2.14 - Parafuso de porca e arruela.



Fonte: AMIFIX, 2019.

As arruelas ao serem colocadas entre a porca e madeira tem especificamente a função de distribuir o esforço gerado pela pressão do parafuso, ou na situação de ligações o esforço de tração solicitante, sendo assim admitido para efeitos de cálculo, compressão normal as fibras da madeira (PFEIL, 2003).

Segundo Pfeil (2003), a determinação da área da arruela pode ser de forma a transferir a madeira uma força escolhida aleatoriamente, de forma a não exceder a resistência a compressão normal as fibras. Supondo que $f_{cnd} = 4,2 \text{ MPa}$ (tensão resistente a compressão normal as fibras), as especificações americanas aderem dois tipos de arruelas:

- Arruelas leves, circulares, estampadas, calculadas para passar à madeira uma força de 10 a 20% da carga de tração admissível do parafuso;
- Arruelas pesadas, de chapas quadradas, calculadas para passar à madeira uma força igual a carga de tração admissível do parafuso.

Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), a área das arruelas deve permitir a transferência do esforço admissível a compressão normal as fibras da madeira. Devendo ter espessura mínima de 9 mm (3/8") no caso pontes, e 6 mm (1/4") nas demais obras. Além disso, devem ser usadas arruelas com diâmetro ou comprimento do lado não menores que $3d$, sendo d o diâmetro do parafuso. As arruelas devem estar em contato total com as peças.

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), os diâmetros dos parafusos construtivos são especificados:

- Diâmetro mínimo = 10 mm;
- Diâmetro máximo = $t_l/2$, onde t_l é a menor espessura da peça mais delgada.

2.9 TIPOS DE LIGAÇÕES

As ligações devem ser capazes de transmitir esforços de uma peça a outra. Outro importante predicado é sua rigidez, os movimentos entre as peças ligadas devem ser restringidos de modo a não provocar danos de funcionamento a estrutura, essa especificação torna-se bastante relevante por causa da fluência da madeira. Sendo importante que a rigidez do detalhe de ligação adotado pelo o projeto seja compatível com a rigidez projetada para a ligação estrutural utilizado para o cálculo de solicitações. O projeto de ligações ainda deve conter todos os predicados exigíveis pela norma de maneira que garanta seu auto desempenho (PFEIL, 2003).

As ligações mecânicas de estruturas de madeira podem ser feitas pelos seguintes elementos:

- Pinos metálicos (parafusos e pregos);
- Cavilhas de madeira;
- Conectores (anéis metálicos ou chapas com dentes estampados).

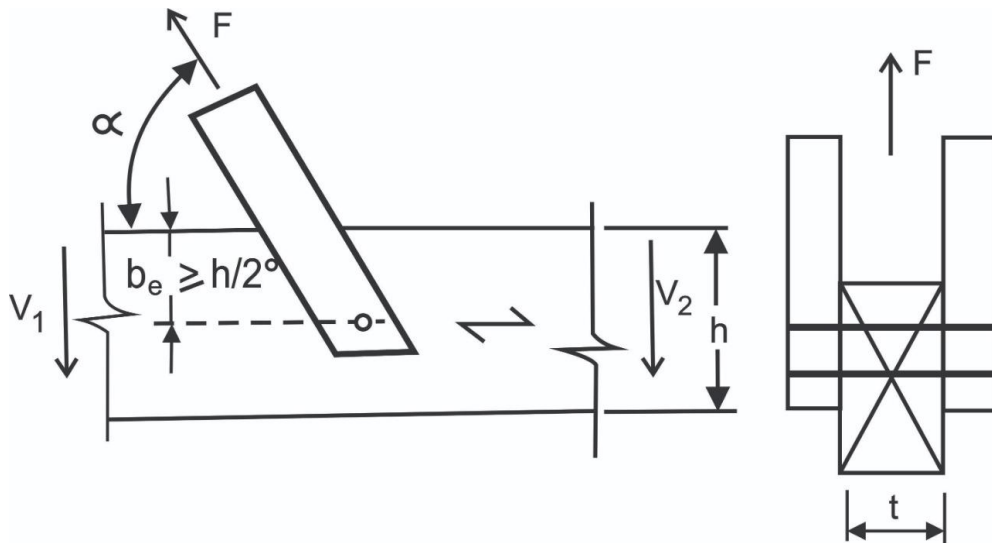
Conforme a NBR 7190 (ABNT 1997), no cálculo das ligações não é permitido considerar a contribuição de estribos, braçadeiras e grampos, bem como do atrito das superfícies em contato, com exceção do caso da protensão transversal controla.

Para evitar a ruptura por tração normal as fibras em regiões de ligações localizadas, deve-se fazer a verificação mostrada na Figura 2.16.

Onde:

$$Fd \operatorname{sen} \alpha \leq \frac{2 f_{vd} b_e t}{3} \quad (2.65)$$

Figura 2.15 - Tração normal as fibras em ligações.



Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Onde:

- b_e é a distância do eixo do pino mais afastado a borda do lado da solicitação, com $b_e \geq h/2$;
- t é a espessura da peça principal;
- f_{vd} é a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo as fibras;
- α é o ângulo de inclinação da força F em relação às fibras;
- h é a altura total da seção transversal da peça principal.

Deve-se obedecer a critérios de segurança para a madeira e os materiais de ligação, sendo a solicitações atuantes (S_d) menor ou igual a resistência dos elementos de ligação (R_d) necessária (MOLITERNO, 2010).

$$S_d \leq R_d \quad (2.66)$$

2.9.1 Resistência de embutimento da madeira

A resistência da madeira aos esforços localizados de compressão nela aplicada pelos materiais de ligação, é a definição do cálculo de resistência de embutimento da madeira, sendo estes determinados pelo anexo B da norma de estrutura de madeira NBR 7190/1997 (MOLITERNO, 2010).

Segundo a NBR 7190 (ABNT 1997), na falta da determinação experimental especificada pelo o anexo B, consideram as relações aproximadas:

$$f_{ed} = f_{cd} \quad (2.67)$$

$$f_{end} = 0,25 f_{cd} \alpha_e \quad (2.68)$$

Sendo o coeficiente α_e dado pela tabela 2.22.

Tabela 2.22 - Valores α_e .

Diâmetro do pino (cm)	$\leq 0,62$	0,95	1,25	1,60	1,90	2,20
Coeficiente α_e	2,50	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do pino (cm)	2,50	3,10	3,80	4,40	5,00	$\geq 7,5$
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07	1,00

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

2.9.2 Ligações com pinos metálicos

As ligações que utilizam dois ou três pinos são consideradas deformáveis, sendo seu uso restrito só para estrutura isostática. Segundo a NBR 7190 (ABNT 1997), “ou mais pregos ou parafusos são consideradas rígidas ou deformáveis, desde que respeitem No projeto essas ligações vão ser calculadas como se fossem rígidas, dando-se a estrutura isostática uma contra flecha compensatória, de pelo menos $L/100$, onde L é o vão teórico da estrutura considerada. Nunca serão utilizadas ligações com um único pino. As ligações com quatro os diâmetros de pré-furação estabelecidos. ”

2.9.2.1 Pré-furação das ligações pregadas

De acordo com a NBR 7190 (ABNT 1997), as junções das ligações serão feitas obrigatoriamente por pré-furação da madeira, onde d_0 não pode ser maior que o diâmetro d_{ef} , tendo os valores usuais:

Coníferas:

$$d_0 = 0,85 d_{ef} \quad (2.69)$$

Dicotiledôneas:

$$d_0 = 0,98 d_{ef} \quad (2.70)$$

Onde d_{ef} é o diâmetro efetivo medido dos pregos a serem usados.

Em obras temporárias que se utiliza madeiras macias sem autovalor de resistência, é permitido a utilização de pregos sem a pré-furação, desde que o menor diâmetro seja de 3 mm e $f_{yk} = 600 \text{ MPa}$, pois assim permite a penetração do prego sem o fendilhamento do mesmo (MOLITERNO, 2010).

2.9.2.2 Pré-furação das ligações parafusadas

A pré-furação das ligações parafusadas deve ser realizada com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d do parafuso, acrescido de 0,5 mm. Caso essa especificação não seja respeitada e empregado parafusos com diâmetros d_0 maiores, a ligação deve ser considerada deformável (NBR 7190, ABNT 1997).

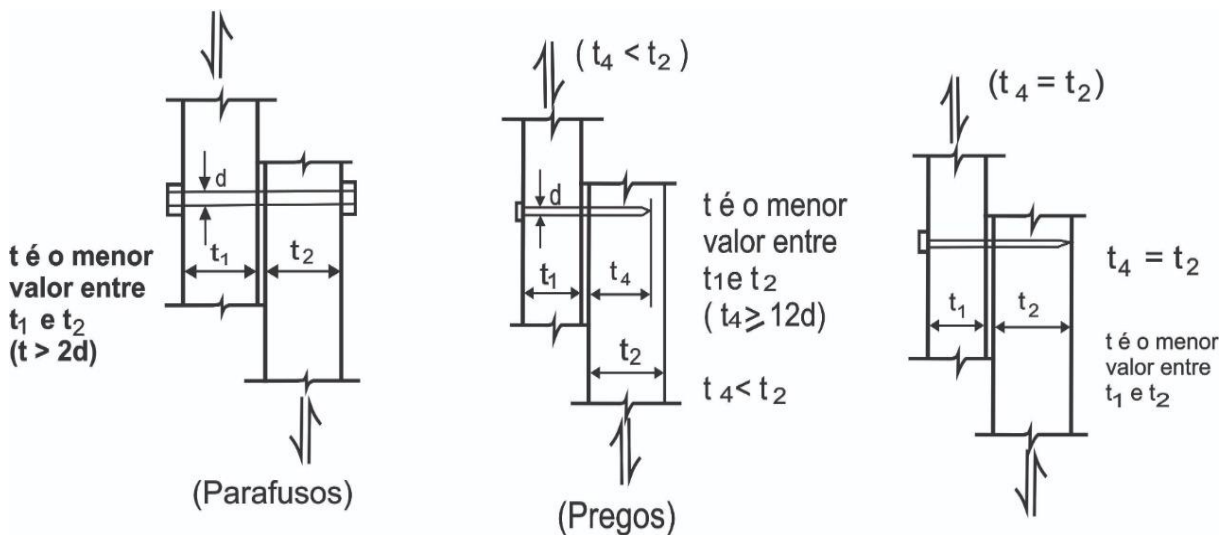
$$d_0 \leq d + 0,5\text{mm} \quad (2.71)$$

Somente os parafusos que atravessam por completo a madeira que estão sendo ligadas e que possuem porcas que permitem o reaperto são considerados parafusos estruturais. Devendo ter diâmetro maior que 10 mm e ter resistência de escoamento (f_{yk}) no mínimo de 240 MPa.

2.9.2.3 Resistência a corte de ligações com pino

Com a soma das diferentes resistências das seções de corte da ligação, encontra-se a resistência total do pino. No exemplo de duas peças de madeira, deve-se levar em conta também a resistência de embutimento das duas madeiras ligadas, a resistência de escoamento do diâmetro do pino, e a espessura convencional t , considerando para efeitos de cálculo a menor espessura entre as duas peças t_1 e t_2 . Como representado na Figura 2.17 (MOLITERNO, 2010).

Figura 2.16 - Pinos em cortes simples.



Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

Segundo a norma NBR 7190 (ABNT 1997), nas ligações parafusadas deve ser $d \leq t/2$ e nas ligações pregadas deve ser $d \leq t/5$. Permitindo também $d \leq t/4$ nas ligações pregadas, desde que $d_o = d_{ef}$. Nas ligações pregadas, a infiltração do pino em qualquer uma das peças conectadas não deve ser menor que a espessura da peça mais delgada. Senão o prego passa a ser considerado não resistente. Na situação de ligações localizadas, a infiltração da ponta do prego na peça de madeira mais distante de sua cabeça deve ser de pelo menos $12d$ ou igual a espessura dessa peça. Em ligações corridas, esta penetração pode ser limitada ao valor de t_1 .

Para Moliterno (2010), a determinação do valor de cálculo de resistência de um pino metálico proporcional a uma única seção de corte depende de:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (2.72)$$

Onde:

- t é a espessura convencional da madeira;
- d diâmetro do pino.

Estabelecendo um valor limite:

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}} \quad (2.73)$$

Sendo:

- f_{yd} a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico, encontrado pela divisão do f_{yk} pelo $\gamma_s = 1,1$;
- f_{ed} a resistência de cálculo do embutimento.

Para o cálculo do R_d , da resistência do pino, de uma seção e corte único na ligação é determinado pelos mecanismos a seguir (PFEIL, 2003):

Mecanismo II – Esmagamento local da madeira

$$\beta \leq \beta_{\text{lim}} \quad (2.74)$$

$$R_d = 0,40 (f_{ed} d) \quad (2.75)$$

Mecanismo IV – Flexão do pino

$$\beta > \beta_{\text{lim}} \quad (2.76)$$

$$R_d = 0,5 d^2 \sqrt{(f_{ed} f_{yd})} \quad (2.77)$$

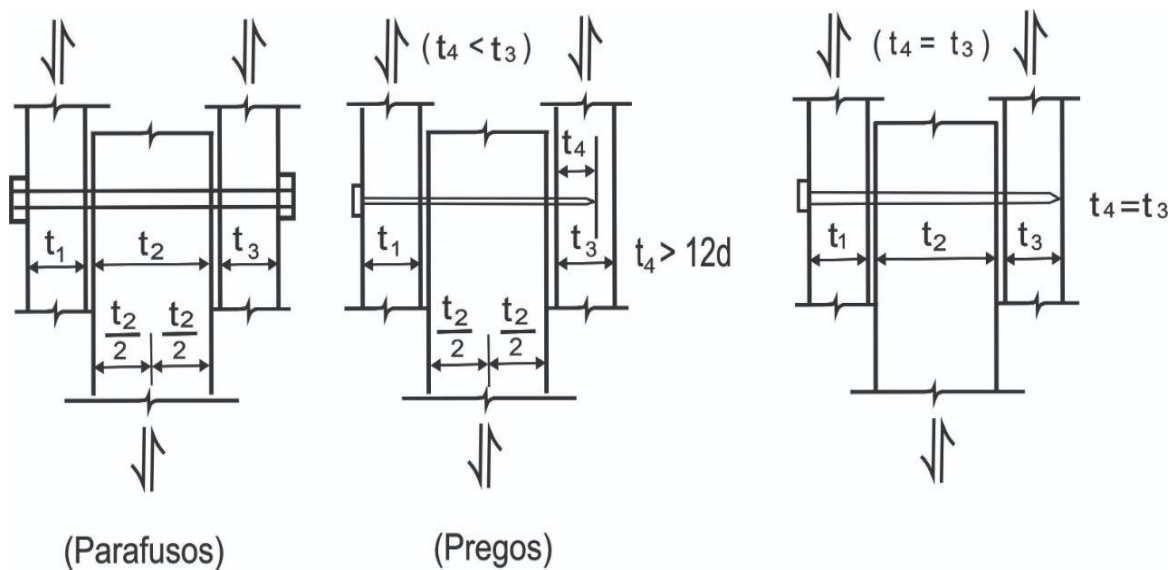
Onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (2.78)$$

Sendo $\gamma_s = 1,1$.

Para ligações com corte duplo, como representado na Figura 2.18, aplica-se as mesmas especificações abordadas para seções de um único corte (corte simples), tendo t como o menor valor entre t_1 e $t_2/2$ em uma das seções de corte, e entre $t_2/2$ e t_3 na outra parte (MOLITERNO, 2010).

Figura 2.17 - Pinos em corte duplo.



Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

De acordo com Pfeil (2003), seguindo as recomendações da norma NBR 7190 (ABNT 1997), em ligações de peças de madeira de espessuras aproximadamente iguais ($t_1 \approx t_2$) com pino em corte simples, somente os mecanismos II e IV podem ser determinantes. Aplicando a relação $t_1 = t_2 = t_3$, chega-se às expressões aproximadas pela norma para a resistência da ligação referente a uma seção de corte. Podendo assim ser desconsiderados os mecanismos I e III.

2.9.3 Espaçamento em ligações com pinos

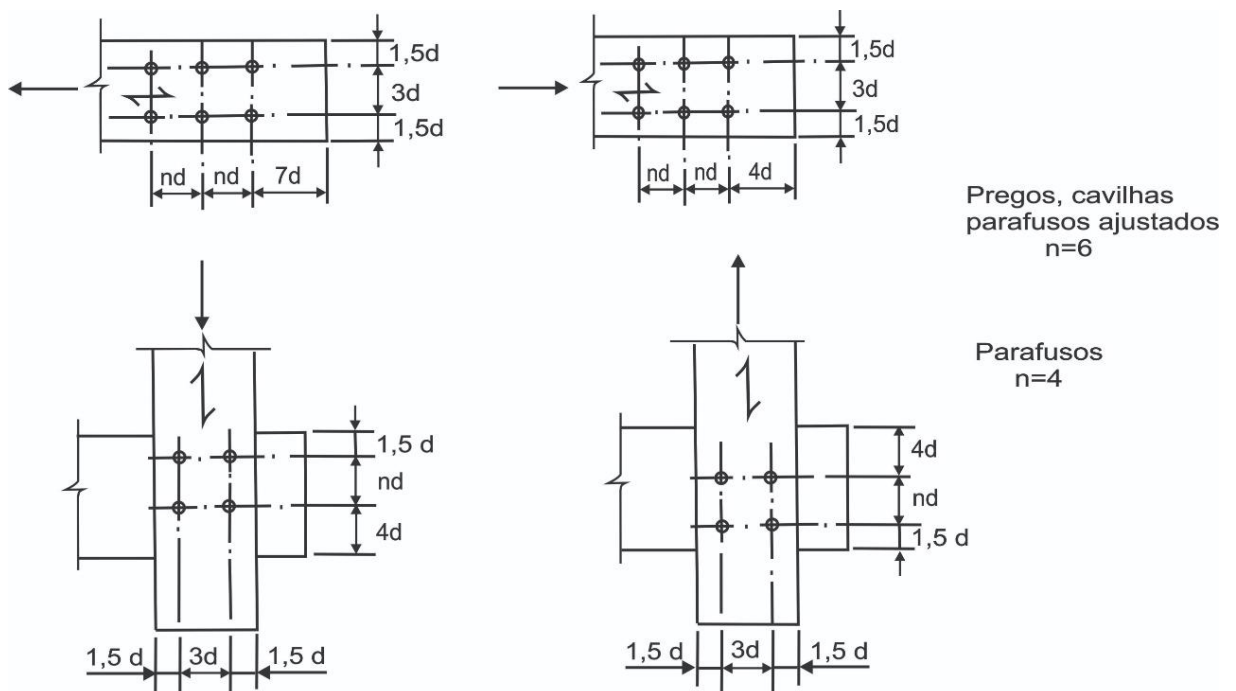
A NBR 7190 (ABNT 1997), recomenda as seguintes especificações para o espaçamento dos pinos:

- Entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras: pregos e parafusos afastados $6d$; parafusos $4d$;
- Do centro do último pino à extremidade de peças tracionadas: $7d$;

- c) Do centro do último pino á extremidade de peças comprimidas: $4d$;
- d) Entre os centros de dois pinos localizados em duas linhas paralelas à direção das fibras, medido perpendicularmente ás fibras: $3d$;
- e) Do centro de qualquer pino a borda lateral da peça, medido perpendicularmente ás fibras, se o esforço transmitido for paralelo ás fibras: $1,5d$;
- f) Do centro de qualquer pino a borda lateral da peça, medido perpendicularmente ás fibras, quando o esforço transmitido for normal ás fibras, do lado onde atuam tensões de tração normal: $1,5d$;
- g) Do centro de qualquer pino a borda lateral da peça, medido perpendicularmente ás fibras, quando o esforço transmitido for normal ás fibras, do lado onde atuam tensões de compressão normal: $4d$.

Estes espaçamentos podem ser visualizados na Figura 2.19 a seguir, onde são demonstrados todos requisitos solicitados pela norma.

Figura 2.18 - Espaçamento em ligações com pinos.



Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997)

2.9.4 Ligações por entalhes

Os entalhes são um tipo de ligações diferente das demais, pois funciona pela transmissão de esforços no apoio das interfaces, na sua execução é exigida uma grande

precisão, sendo necessário que as faces transmissoras de esforços fiquem em contato antes do carregamento. No caso de ocorrer folgas, a ligação se deformará até que as faces se apõem efetivamente. Para a manutenção das peças no lugar desejado, são usados parafusos ou talas laterais pregadas, não sendo necessária a consideração no cálculo da capacidade de carga de ligação (PFEIL, 2003).

2.9.4.1 Cálculo do entalhe

Segundo Pfeil (2003), para esse tipo de ligação, verifica-se a tensão normal de compressão na frontal nn' e a tensão de cisalhamento na face horizontal de comprimento a e largura b , como exemplificado na Figura 2.20 a seguir. A tensão resistente f_{cbd} , na face da peça horizontal (a face é inclinada de B em relação à direção da fibra), é dada pela Equação 2.31, item 2.6.5.

Cálculo da profundidade necessária do dente:

$$t \geq \frac{N_d \cdot \cos \beta}{b \cdot f_{cbd}} \quad (2.79)$$

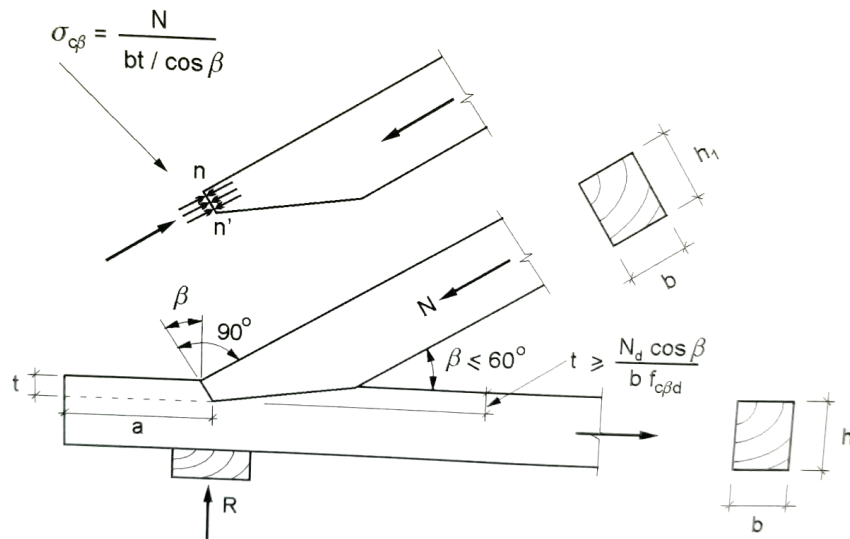
Cálculo do comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N à peça inferior:

$$a > \frac{Nd \cdot \cos \beta}{b \cdot f_{vd}} \quad (2.80)$$

Onde: f_{vd} é a tensão resistente de cisalhamento.

Apoios com dentes duplos produzem maiores áreas resistentes, sendo também de maior dificuldade na execução do que as de dentes simples. Os cortes dos dentes podem ser feitos no esquadro ou segundo a bissetriz, podendo apresentar profundidades iguais ou diferentes (PFEIL, 2003).

Figura 2.19 - Exemplificação de ligações por entalhe.



Fonte: PFEIL, 2003.

2.10 MODELOS DE COBERTURA EM MADEIRA

Nesse tópico iremos avaliar o layout do telhado e toda parte que compõe a estrutura do projeto.

2.10.1 *Layout* de estruturas em 2 águas

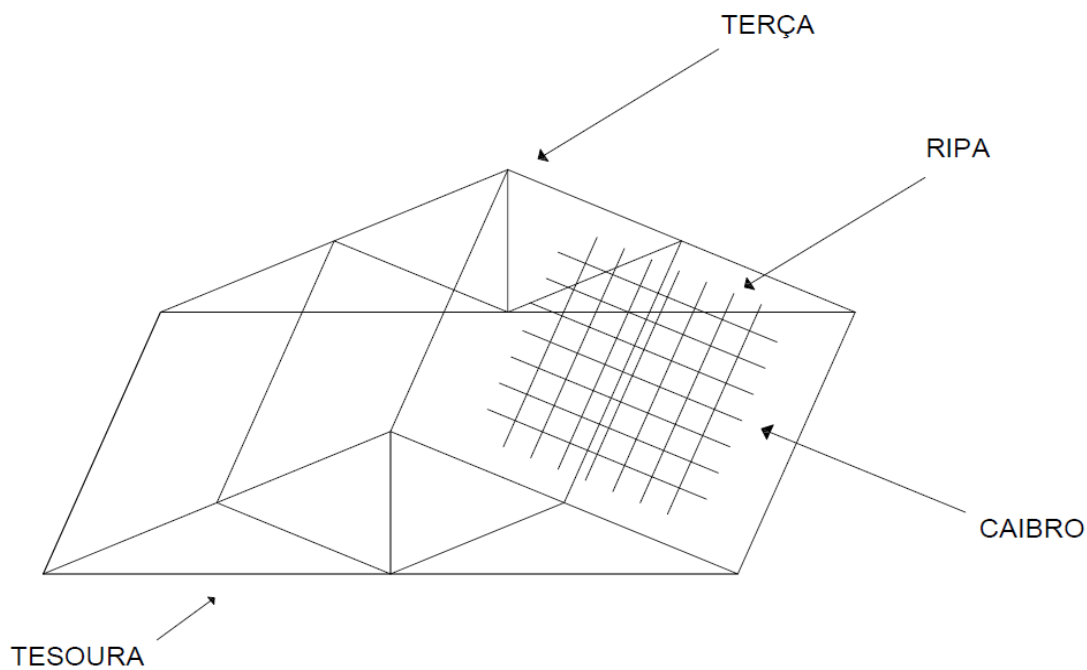
O projeto base da cobertura consiste em um telhado com dois caimentos de água, são originados devido a necessidade de escoamento proveniente das chuvas e também tem como função a proteção da luz solar e desempenho termo acústico. (MOLITERNO, 2010) A Figura 2.21 detalha este modelo de telhado em duas águas.

As indicações fazem referência a terminologia de construção, abaixo e definido esses itens de acordo com suas numerações.

- Terças: São elementos estruturais de ligação apoiados nas tesouras em forma de vigas, as terças devem obedecer a limites de curvatura e tamanho, por que esse elemento oferece a distribuição de carga para toda área do telhado;
- Caibros: São elementos que sustentam as ripas, essas peças são ligadas nas terças podendo ser espaçadas entre 40 a 60 cm;
- Ripas: Peças que tem a função de sustentar as telhas, o seu espaçamento depende da galga da telha cerâmica;

- Tesouras: São chamadas de vigas mestras, tem a função de transferir as cargas para os apoios. (PFEIL, 2003).

Figura 2.20 - Layout telhado em duas águas.



Fonte: PFEIL, 2003.

2.10.2 Layout de estruturas em 4 águas

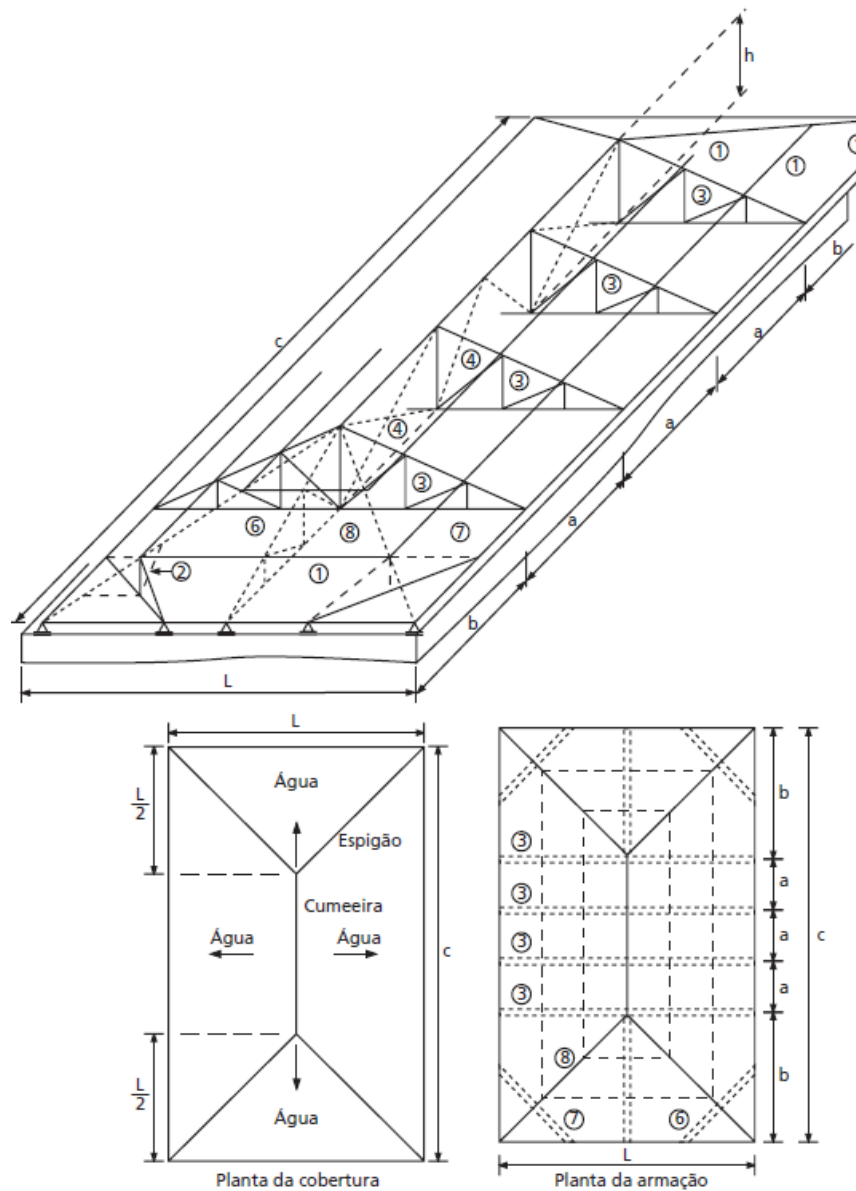
Esses tipos de estrutura provem de estudos de caimento de água em quatro direções diferentes independentes do seu modelo arquitetônico, além de ter elementos básicos para o telhado de duas águas e esse tipo de estrutura provem também de elementos chave como o espigão, meia tesoura e tesoura de canto. (MOLITERNO, 2010) A Figura 2.22 abaixo representa o modelo de uma estrutura em quatro águas.

Os itens 1,2,3 e 4 já foram definidos anteriormente, porem as numerações e nomenclaturas a cima são explicados nos seguintes conceitos segundo Moliterno (2010):

- Item 6: É uma meia tesoura, tem as mesmas características de uma tesoura normal, porem sua classe de carregamento invadi somente a metade de sua ocupação.
- Item 7: Tesoura de canto, o dimensionamento e geometria dessa tesoura tem as mesmas características de uma tesoura Howe normal, mas em dimensões menores para abrigar as cargas provenientes dos cantos.
- Item 8: Espigão, elemento inclinado que da forma ao desenho do telhado para o caimento de quatro águas em todas as inclinações do telhado.

- Água: Direcionamento do escoamento pluvial.
- Cumeeira: Terça mais elevada do projeto.
- h : É a altura do topo do projeto até o beiral.

Figura 2.21 - Layout telhado em quatro águas.



Fonte: MOLITERNO,2010.

2.10.3 Layout de estrutura em hipérbole

Esse modelo foi criado por Frei Otto para uma cobertura em Mannheim Multihalle como mostrado na Figura 2.23. Para a implementação de um sistema como esse são necessárias madeiras que possuem resistência mecânica favoráveis com os índices de

encurvamento das peças, a madeira é um material viável para a execução de estruturas de telhado com esse modelo arquitetônico. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

Figura 2.22 - Modelo estrutural parabolóide hiperbólico.

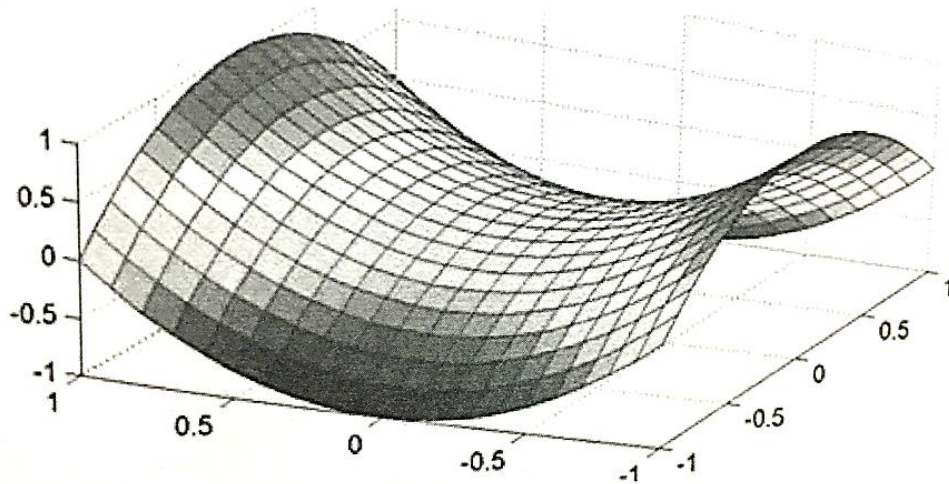


Fonte: ARCHDAILY, 2019.

Logicamente os defeitos da madeira são considerados para solicitações de grande escala curva, mas as vantagens do uso da madeira nesse aspecto são mais consideráveis que o uso por exemplo do aço, por que a madeira possui um grande índice de trabalhabilidade. (JUNIOR, MOLINA, 2010). Abaixo e mostrado o modelo desse tipo cobertura.

Esse sistema construtivo consiste em modelo parabólico em formato de uma hipérbole, esse modelo de estrutura e classificado com duas superfícies curvas chamada de casca anticlástica. (JUNIOR, MOLINA, 2010) Na Figura 2.24 é mostrado o modelo de cálculo para esse tipo de estrutura seguindo o exemplo de uma curva gaussiana no sentido negativo.

Figura 2.23 - Curva Gaussiana.



Fonte: JUNIOR, MOLINA, 2010.

2.11 DELINEAMENTO DA COBERTURA

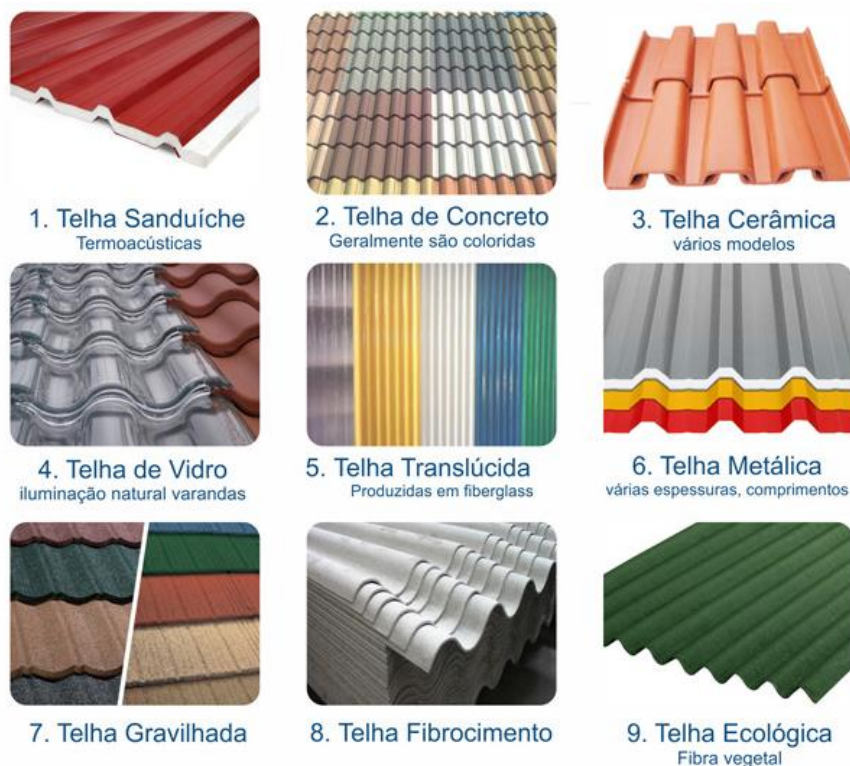
Neste capítulo iremos abordar todo o contexto teórico embasando no processo construtivo de uma cobertura adotando a escolha da telha, tipo de armação e sustentação horizontal da estrutura.

2.11.1 Telhas

2.11.1.1 Tipos de telhas

Para a elaboração de uma estrutura em madeira é necessário conhecer o tipo de telha que a mesma vai suportar, e por meio dessa base que é efetuada a consideração de cargas na estrutura e projetar a trama do telhado de acordo com a geometria da telha. Existe hoje no mercado vários tipos de telhas, sendo elas feitas de cerâmica, fibrocimento, metálicas, e também pode se utilizar telhas de vidro ou plástico. (JUNIOR, MOLINA, 2010) A Figura 2.25 demonstra alguns modelos de telhas oferecidas pelo o mercado.

Figura 2.24 - Tipos de telhas.



Fonte: PEDREIRAO, 2019.

Atualmente nas construções as telhas mais utilizadas são as cerâmicas e as telhas de fibrocimento, cada modelo de telha interage com a funcionalidade de cada sistema estrutural, para implementação de projetos com vãos maiores e de grandes pés direitos e normalmente utilizado telhas metálicas, são telhas leves e possuem boa resistência, por outro lado, em obras menores e com logísticas mais difíceis em questão de entrega e disponibilidade de recursos, são utilizadas telhas cerâmicas ou de fibrocimento, essas telhas são bastante comercializadas e possuem boa trabalhabilidade e manuseio. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

2.11.1.2 Telhas Cerâmicas

Segundo Molina (2010, p.23) as telhas cerâmicas “são feitas de barro cozido e encontradas em vários modelos; apresentam bom desempenho termo acústico, boa durabilidade e resistência mecânica e são muito utilizadas em residências.” As telhas cerâmicas são mais pesadas e não podem ser usadas em estruturas com inclinações inferiores a 30%, são montadas seguindo um esquema geométrico e possuem maior índice de permeabilidade. (JUNIOR, MOLINA, 2010). Abaixo segue exemplos de telhas cerâmicas.

Figura 2.25 - Modelos de telhas cerâmicas.



Fonte: CONSTRUDEIA, 2019.

2.11.1.3 Telha Plan

A telha Plan é uma adaptação da telha colonial fazendo com que sua geometria possua formas retas. (JUNIOR, MOLINA, 2010). Segundo a cerâmica Mecasa LTDA a telha Plan universal é “fabricada com argila conformada por prensagem e queimada a uma temperatura que permita ao produto final atender as condições determinadas na NBR 15310”.

No emprego desse tipo de telha para uma cobertura deve levar em consideração os seguintes dados técnicos fornecidos pela Mecasa LTDA:

- Inclinação mínima: 35%;
- Telhas p/ m²: 31,5 peças;
- Galga mínima: 38,7 cm
- Peso médio por telha: 1,506 Kg
- Absorção de água: limite máximo de 20%

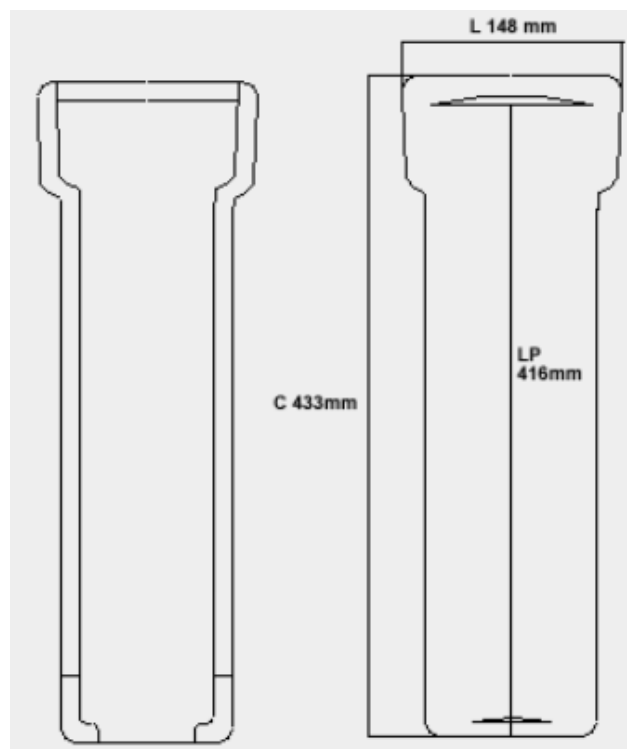
A Figura 2.27 exhibe a formatura desse tipo de telha, e a Figura 2.28 define as suas dimensões técnicas.

Figura 2.26 - Telha Plan Universal.



Fonte: LEROYMERLIN, 2019.

Figura 2.27 - Dimensões técnicas.

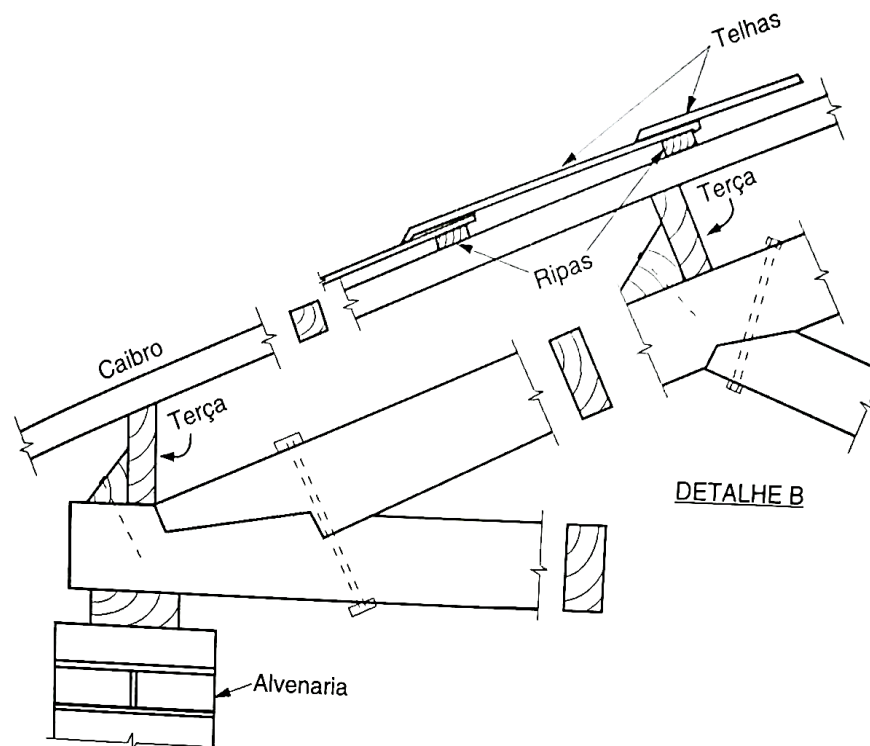


Fonte: CERAMICAMECASA, 2019.

2.11.2 Estrutura de madeira para cobertura com telha cerâmica

A estruturação de uma cobertura em madeira feita em telhas cerâmicas se dá pela base de cálculo de diversos elementos estruturais desde peças de sustentação a peças de apoio, tendo em conhecimento a geometria e a propriedade da seção transversal das peças conseguimos fazer todas as verificações de dimensionamento exigidas pela a NBR 7190 (1997) para que todas as dimensões atendam os limites exigidos da norma.(PFEIL, 2003) Para o cálculo das ações do telhado é levado em consideração o peso próprio da estrutura, o peso do telhado e todas as cargas acidentais decorrentes de cada elemento, além de ser adotado uma carga de 1 *kN* na região mais desvantajosa da peça. A Figura 2.29 mostra o detalhamento dos elementos de distribuição de carga para as tesouras.

Figura 2.28 - Detalhe de peças estruturais.



Fonte: PFEIL, 2003.

2.11.2.1 Ripas

O conjunto das ripas forma o sistema de sustentação das telhas e essas peças são ligadas nos caibros por meio de pregos com comprimentos que invadem toda espessura da ripa e metade da espessura do caibro garantido a fixação viável dos elementos. O

espaçamento das ripas faz referência a galga máxima da telha, portanto é fundamental o uso de ferramentas de guia para colocação das ripas garantindo que o espaçamento cubra todo vão do componente. As emendas das ripas são efetuadas acima dos caibros garantindo a estabilidade da peça. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

De acordo com Molina (2010, P.29) “Os vãos das ripas dependem do tipo da telha, da madeira usada, da seção da ripa e da inclinação do telhado. Quanto maior a inclinação do telhado, maior será o vão possível para a ripa.” A Tabela 2.23 abaixo mostra seções de ripas e as características das ripas referente a dois modelos de telhas cerâmicas, essas informações são baseadas em estruturas com inclinação de 35%.

Tabela 2.23 - Vãos das ripas.

Seção da Ripa (cm ²)	Classe de Resistência da Madeira (MPa)	Telhas de Peso Médio de 50 (kgf/m ²)	Telhas de Peso Médio de 70 (kgf/m ²)
1,5x5	20	41	45
	30	50	56
	40	57	60
	60	60	60
2,5 x5	20	60	60
	30	60	60
	40	60	60
	60	60	60
5x5	20	60	60
	30	60	60
	40	68	69
	60	98	100

Fonte: JUNIOR, MOLINA, 2010.

2.11.2.2 Caibros

Os caibros são componentes que tem a funcionalidade de sustentar o peso das ripas distribuídas linearmente entre os vãos teóricos, essas peças possuem geometrias expressamente quadradas com poucas variações de altura ou comprimento, esses elementos são devidamente fixados nas terças por pregos com comprimentos que ultrapassam a

espessura do caibro e invade metade da espessura das terças. Para a execução da ligação e viável fazer um furo prévio no caibro para evitar possíveis defeitos decorrentes da força de embutimento dos pregos. A emenda dos caibros acontece encima das terças, essas emendas podem ser por topo ou por transpasse. (JUNIOR, MOLINA, 2010) A Tabela 2.24 a seguir define a seção do elemento e o vão máximo possível quando for sujeito ao peso das telhas.

Tabela 2.24 - Vãos dos caibros.

Seção da Ripa (cm ²)	Classe de Resistência da Madeira (MPa)	Telhas de Peso Médio de 50 kgf/m ²	Telhas de Peso Médio de 70 kgf/m ²
1,5x5	20	67	60
	30	94	87
	40	120	110
	60	168	155
2,5 x5	20	65	59
	30	85	85
	40	110	110
	60	155	155
5x5	20	65	59
	30	85	85
	40	108	108
	60	140	141

Fonte: JUNIOR, MOLINA, 2010.

Para um dimensionamento viável dos caibros são levados em consideração esforços de flexocompressão e flexotração, os esforços de flexocompressão são estimados na trama estrutural da cobertura, já os esforços de flexotração são depositados nos beirais, com base nesse estudo de momento aplicado juntamente com uma carga axial de tração nos beirais os valores de vãos são diminuídos pela metade em todas as classes de resistência. (JUNIOR, MOLINA, 2010).

2.11.2.3 Terças

Às terças são vigas de madeira que tem a função de sustentar todo conjunto de caibros, ripas e tipo de telhado distribuindo todos os carregamentos decorrentes desses conjuntos em pilares ou em tesouras. A distância das terças depende dos vãos dos caibros, e essas distancias devem respeitar os limites exigidos pela a NBR 7190 (1997). A terça deve suportar esforço de flexão oblíqua, ou seja, os carregamentos serão distintos devido à inclinação do telhado. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

Para o cálculo da disposição do vento Molina diz que (2010, p.31) “existem dois casos distintos de terças. Às terças que são apoio direto das telhas, através de ganchos, parafusos ou qualquer outro dispositivo de ancoragem, e aquelas que servem de apoio para o caibramento. Para coberturas com telhas metálicas, fibrocimento com outros modelos o cálculo a sucção do vento será transferido direto para o sistema de terças, no entanto é bruscamente exigido uma boa fixação das telhas nas terças, do contrário o ataque proveniente dos ventos irá remover as terças e telhas da estrutura. Já as terças que servem de sustentação dos caibros são escoradas nas tesouras onde as cargas decorrentes das terças são descarregadas nesse sistema. (JUNIOR, MOLINA, 2010) A Tabela 2.25 define os comprimentos máximos e as classes de resistência das terças, mas utilizadas em construções.

Tabela 2.25 - Vãos máximos das terças.

Classe de Resistência da Madeira	Seção da Terça 6x12	Seção da Terça 6 x 16
C20	240	300
C30	250	310
C40	255	320
C60	265	330

Fonte: JUNIOR, MOLINA, 2010.

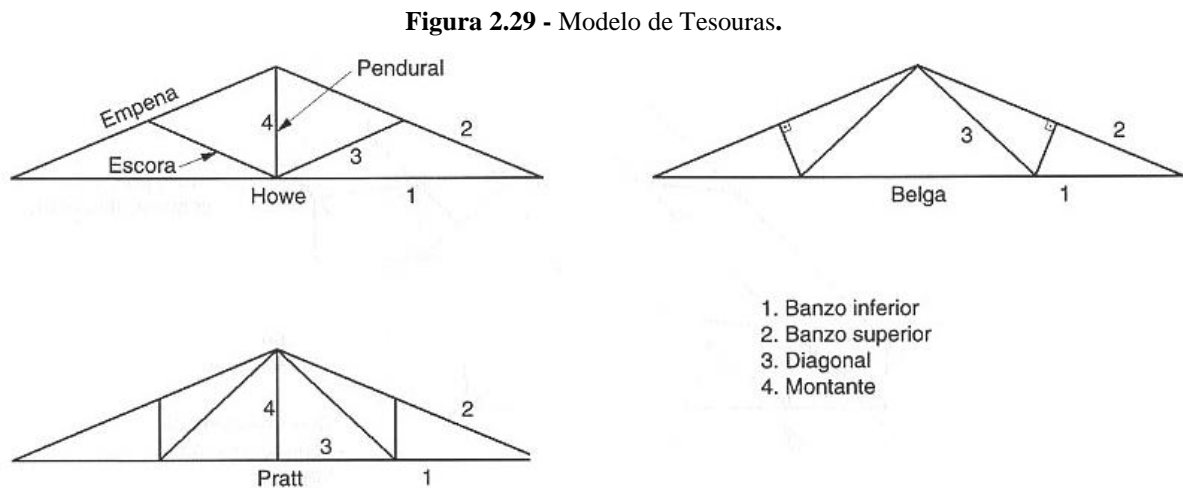
Para fins construtivos da terça deve-se levar em consideração a variação de comprimento das terças, por sua vez, terças com maiores dimensões vão acarretar maiores valores de cargas alienadas nas tesouras, e terças com menores vãos iram ocasionar menores esforços aumentando o número de tesouras para a edificação. O segundo termo possui mais viabilidade e confiabilidade na projeção da estrutura, quanto menor o comprimento das terças, menores vão ser as distâncias de flexão proporcionando menores valores transferidos nas

tesouras, para fins de boa execução é, mas garantido aumentar as tesouras e diminuir o vão das terças. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

A estabilidade das terças é garantida nas tesouras com apoios nas duas direções, para fins de emendas desses componentes deve se utilizar talas parafusadas nas duas faces da seção transversal ou emendas com cortes diagonais com angulação de 45 graus, essas emendas só podem ser efetuadas em regiões com momento fletor nulo. (JUNIOR, MOLINA, 2010)

2.11.3 Tesouras

As tesouras também denominadas com treliças de cobertura tem a função de suportar todo o conjunto de ripas, caibros e terças juntamente com toda disposição das telhas, e depositar por meio do sistema treliçado essas cargas nos pilares de apoio. As treliças mais utilizadas na projeção de estruturas de madeira são as treliças Pratt, Howe e Belga, cada treliça tem o sistema estrutural diferente, e a distribuição dos carregamentos varia de acordo com a posição das vigas e diagonais. (PFEIL, 2003) A Figura 2.30 demonstra o desenho de cada treliça juntamente com sua terminologia.



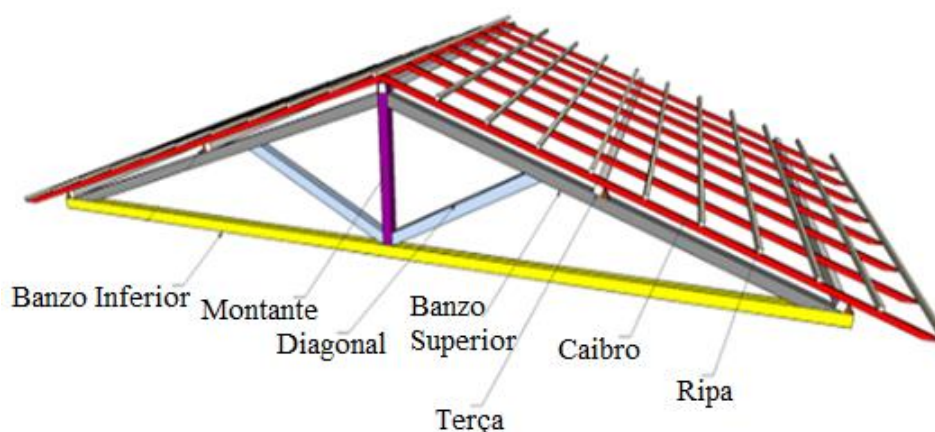
Fonte: PFEIL, 2003.

Para efeito de cálculo da ação do vento sobre as treliças, é levado em critério o tipo de telha utilizada, para coberturas com telhas cerâmicas as forças atuantes nas treliças são somente de sobrepessão, as ações decorrentes de sucção vão ser descarregadas direto nas telhas podendo causar até o levantamento das telhas. Para estruturas com telhas fixadas o cálculo da força do vento leva em montante a sobrepessão e sucção. (PFEIL, 2003)

2.11.3.1 Treliça Howe

A treliça Howe é uma das mais utilizadas para construção de tesouras no Brasil, devido ao seu desenho geométrico as ações descarregadas na treliça Howe são as cargas decorrentes da gravidade, peso próprio das terças e a as forças devido ao vento. O montante e o banzo inferior recebe esforço de tração, e nas diagonais e banzo superior são descarregados esforços de compressão. (PFEIL, 2003) A Figura 2.31 enumera todos os elementos da treliça Howe trazendo depois a definição de cada peça.

Figura 2.30 - Treliça Howe.



Fonte: FORUMDACASA, 2019.

Banzo superior/Empena: Peças inclinadas na parte superior da treliça podendo ser de seções simples ou compostas dependendo da quantidade de carga exigida pelas ações, esses elementos são dimensionados para suportar esforços de compressão. Do ponto de vista construtivo os banzos servem de apoio para as terças, e suas emendas devem ser feitas por entalhe ou ligações parafusadas (MOLITERNO, 2010).

Banzo inferior/Linha: Componentes da treliça que sofrem esforços tração, essas peças estão conectadas com a empena diretamente nos pontos de apoio da treliça. Tanto a linha como a empena servem de acoplação para os demais itens da tesoura (MOLITERNO, 2010).

Diagonal: Parte da estrutura treliçada que recebe esforços de compressão, esses fragmentos obedecem à inclinação necessária para a categoria de treliça Howe podendo ser dispostas por seções simples ou compostas, suas fixações acontecem em conjunto com os banzos e os pendurais feitas através de entalhes ou por parafusos (MOLITERNO, 2010).

Montante/Pendural: São as barras verticais sujeitas a esforços de tração, essas peças são conectadas com o banzo superior e inferior fazendo então a junção perfeita da treliça juntamente com as diagonais, na ligação com o banzo inferior e levado em consideração uma distância de alívio para possibilitar que a treliça trabalhe (MOLITERNO, 2010).

Para eventuais cálculos estruturais Howe criou uma fórmula que encontra o peso próprio da treliça baseando em dados empíricos, essa fórmula consiste na adoção do comprimento do vão L da tesoura conforme Equação 2.79:

$$g_t = 245(1 + 0,33L) \quad [N/m^2] \quad (2.81)$$

Todos os componentes da treliça Howe devem ser verificados de acordo com a NBR 7190 (1997), esse estudo traz a estrutura a segurança e viabilidade na utilização das seções e itens necessários para construção da cobertura em madeira. Cada peça deve atender a verificação distinta de cada tipo de esforço, sendo assim por exemplo, ripas e terças sofrem solicitações diferentes que devem ser analisadas separadamente (PFEIL, 2003).

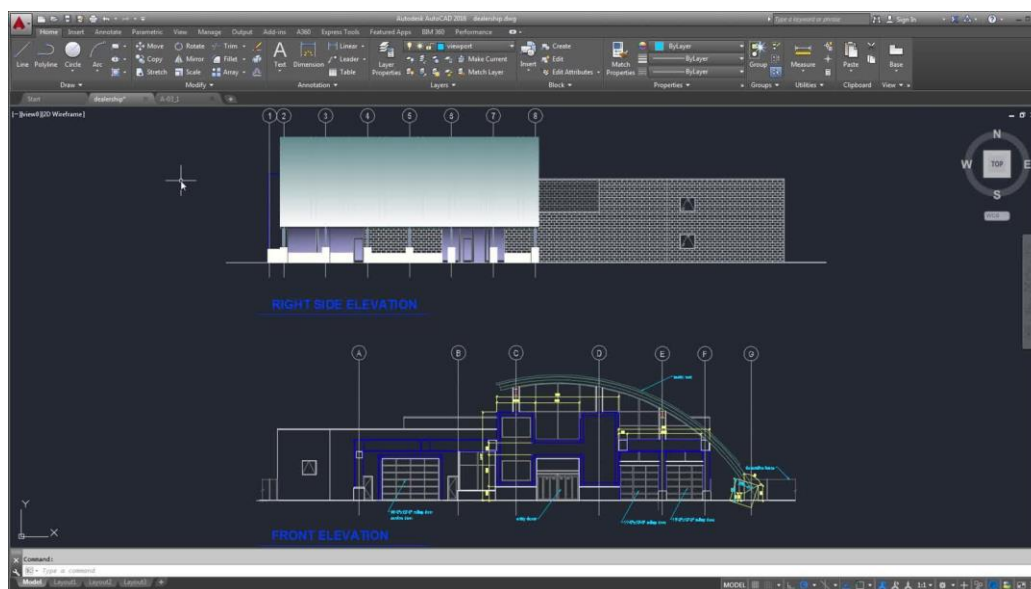
2.12 SOFTWARES APLICADOS AO PROJETO

Nessa etapa iremos revisar todos os softwares aplicados na construção do projeto onde cada programa tem sua finalidade no andamento do trabalho.

2.12.1 AutoCad®

O AutoCad® é um *software* desenvolvido pela empresa AutoDesk sendo que sua primeira versão foi criada em 1982 onde sempre o programa passa por novas atualizações nas classes de melhoria e desempenho. Esse programa foi criado com o intuito de descomplicar o trabalho de engenheiros e arquitetos atuantes na área de desenho e projetos. A palavra CAD vem do inglês “*Computer Aided Desing*” que quer dizer desenho monitorado pelo computador, o programa fornece vários recursos gráficos para montagem e traçado de projetos com alta precisão evitando futuros erros devidos a trabalhos manuais. A Figura 2.32 mostra a computação gráfica de um desenho feito pelo o programa.

Figura 2.31 - Desenho computadorizado no AutoCad®.



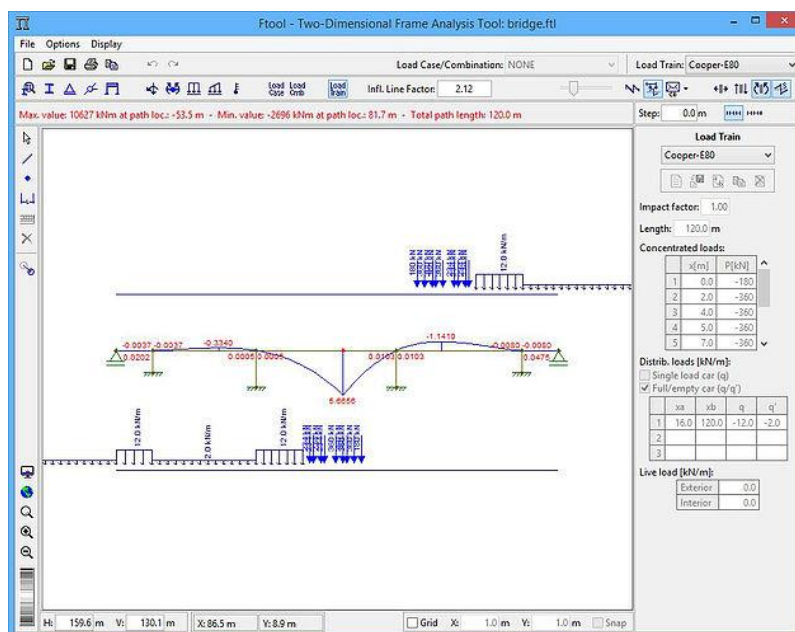
Fonte: 3ES, 2019.

Observa-se a concordância das linhas e a quantidade de recursos que o programa fornece para o profissional obter um desempenho necessário para a criação do projeto aumentando em grande escala a qualidade do projeto. (SILVA, 2017)

2.12.2 Ftool®

Segundo o *site* oficial do *software* (2017, p.1) “O *Ftool*® (*Two-dimensional Frame Analysis Tool*) foi desenvolvido inicialmente através de um projeto de pesquisa integrado”. O *software* foi elaborado para caráter educacional por Luiz Martha, mas devido a grande aceitação do público o *software* também é utilizado pelos profissionais de engenharia. O *software* foi criado para análise de diversos tipos de estruturas planas como vigas em balanço, vigas biapoiadas, pórticos planos, estruturas treliçadas entre outros, o programa tem como funcionalidade analisar de forma simples modelos de estruturas concedendo os resultados técnicos, diagramas e traçados de interferência (FTOOL, 2017). A Figura 2.33 mostra um exemplo de estrutura plana com os diagramas desenhados no programa.

Figura 2.32 - Estrutura Desenhada no *Ftool*®.



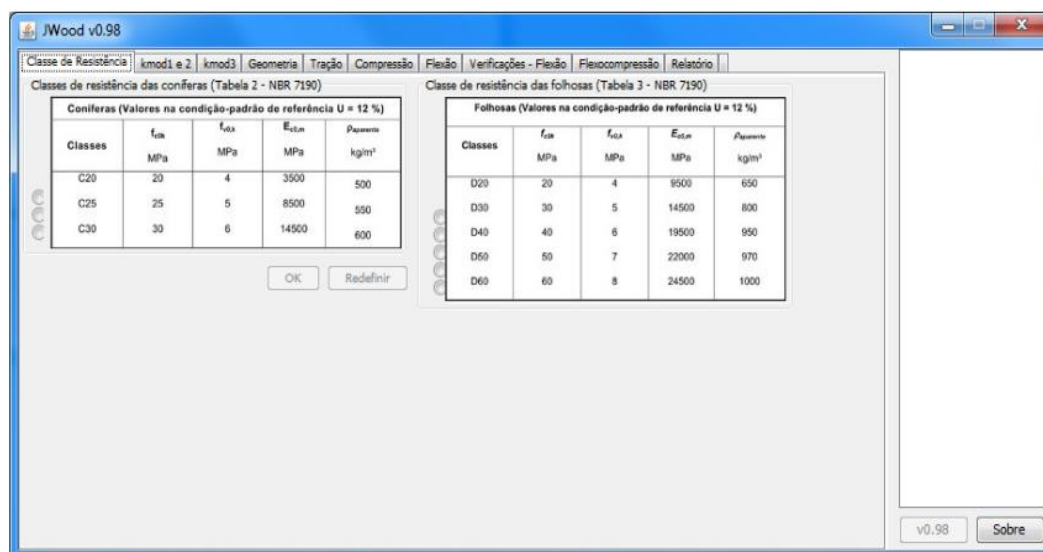
Fonte: MERCUREENGENHARIA, 2019.

2.12.3 *Jwood*®

O *software Jwood*® foi desenvolvido pelos engenheiros civis Juliano Lima e Zacarias Martin da Universidade de Passo Fundo com a finalidade de oferecer uma ferramenta de verificação e dimensionamento de estruturas de madeira segundo a NBR 7190 (1997), o *software* foi adquirido em linguagem computacional *Java* com acesso gratuito para *download*, o programa atualmente se encontra na versão 0.98 com varias correções de erros técnicos e de compatibilidade com sistemas operacionais (SILVA, PRAVIA, 2015).

O programa é baseado em um ciclo de etapas onde o usuário deve sempre caracterizar as constantes que vão ser empregadas nos campos da interface, esses valores são didáticos seguindo a ordem de estudo da NBR 7190 (1997) na qual exemplifica categoricamente cada análise e verificação para o cálculo de uma estrutura em madeira, esse diagnostico começa pela escolha da classe de resistência da madeira, dados de geometria, coeficientes de modificação e assim sucessivamente compete dos os aspectos necessários para viabilidade do sistema estrutural (SILVA, PRAVIA, 2015). A Figura 2.34 a seguir exibe a tela inicial do *software*.

Figura 2.33 - Interface inicial do programa.



Fonte: SILVA, PRAVIA, 2015.

2.12.4 VisualVentos®

O programa se encontra na versão 2.0.0 de 2007 com ambiente integrado em *DELPHI* seguindo os métodos de linguagem estruturada em *Object Pascal*, esse sistema de código foi criado por Niklaus Wirth seguindo o padrão da normal internacional de compilação ISO / IEC 7185 (CHIARELLO, PRAVIA, 2003).

Zacarias e Juliana dizem que (2003, p.1) “O objetivo principal do programa é servir de ferramenta computacional de apoio ao ensino de estruturas de madeira e aço no cálculo das forças devidas ao vento de caráter fundamental neste tipo de estruturas”. O programa pode ser utilizado para cálculos de esforços devido ao vento de projeções retangulares e edificações com modelos de cobertura em duas águas seguindo todos os conceitos técnicos presente na normatização (CHIARELLO, PRAVIA, 2003). A Figura 2.35 mostra a interface inicial do programa.

O *software* analisa os efeitos dinâmicos naturais do vento que entram em contato com a edificação pela parte externa, esses efeitos podem ocasionar a estrutura quatro estágios que são diagnosticados pelo o *VisualVentos*®, sendo eles:

- Sucção: É o coeficiente de pressão abaixo da pressão atmosférica, sendo representado pelo sinal negativo, essa pressão é predominante na cobertura da edificação.
- Sobrepressão: É o coeficiente de pressão acima da pressão atmosférica, sendo representado pelo sinal positivo, essa pressão também é preponderante na cobertura.

- Barlavento: Região onde é ocasionada a entrada de vento na edificação, essa pressão é predominante nas áreas de abertura da edificação, representado pelo sinal positivo.
- Sotavento: Região oposta a entrada do vento na edificação, representado pelo sinal negativo.

Figura 2.34 - Tela inicial do *VisualVentos*[®].

VisualVentos

Geometria | Velocidade Básica | Fator S1 | Fator S2 | Fator S3 | Cpe - Paredes | Cep - Telhado | Cpi | Combinações | Esforgos | Resultados

Dimensões

Medidas

a 20 m

b 6 m

b1 3,00 m

a1 5,00 m

a2 5,00 m

h 3 m

β 15°

h1 0,80 m

Distância entre pórticos

p 4 m

Confirmar

Área das aberturas

Face	Fixa	Móvel
A1	0 m ²	0 m ²
A2	0 m ²	0 m ²
A3	0 m ²	0 m ²
B1	0 m ²	0 m ²
B2	0 m ²	0 m ²
B3	0 m ²	0 m ²
C1	0 m ²	0 m ²
C2	0 m ²	0 m ²
D1	0 m ²	0 m ²
D2	0 m ²	0 m ²

Ajuda | Notações | Sobre

Continuar

Fonte: CHIARELLO, PRAVIA, 2003.

O *software* é subdividido em etapas onde o usuário deve estabelecer valores para cada campo, a instrumentação do programa começa pedindo constantes geométricas da planta a ser verificada, logo após devem também ser mencionados valores meteorológicos necessários para avaliação da pressão dinâmica do vento e variáveis aerodinâmicos para possibilitar o cálculo da ação do vento em corpos estáveis. Por meio desses dados apresentados o programa analisa o comportamento da estrutura devido ao vento e verifica se a estrutura está de acordo com os padrões da NBR 6123 (1990) (CHIARELLO, PRAVIA, 2003)

2.12.5 Revit®

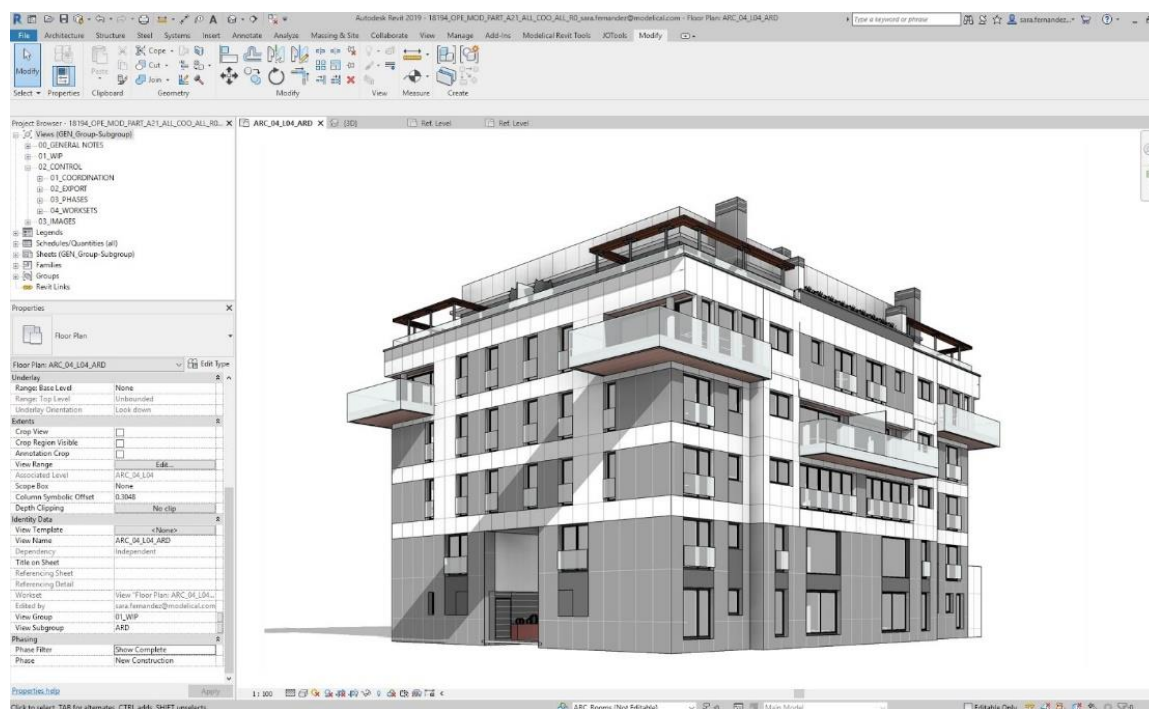
O Revit® é um *software* criado pela a empresa Autodesk estabelecendo o seu dinamismo no conceito BIM (*Building Information Modeling*), que no português significa Modelagem da informação da construção, no qual os prédios são construídos atribuindo um panorama 3D para a elaboração de todo o planejamento da edificação. Os arquitetos e engenheiros especializados nessa área são beneficiados por essa ferramenta pelo fato da plataforma BIM oferecer uma virtualização bem detalhista de todos os elementos criados e utilizados nos projetos (NETTO, 2016).

Cláudia Netto (p.23, 2016) diz quais são os benefícios da utilização do programa:

- Examinar o edifício de qualquer ponto.
- Testar e analisar o edifício.
- Verificar interferências entre as várias disciplinas atuantes na construção.
- Quantificar elementos necessários à construção.

A ideia da plataforma BIM engloba as concepções de construir um edifício virtual e analisar todos os aspectos necessários de planejamento para depois implementá-lo como um edifício real. Essa virtualização proporciona uma simulação do propósito real a ser construído. (NETTO, 2016) A Figura 2.36 demonstra uma visão 3D do *software Revit®*.

Figura 2.35 – Exemplo de Modelagem no Revit®.



Fonte: MODELICA, 2019.

3 METODOLOGIA

Primeiramente para compreensão do telhado desejado, foi detalhado o *layout* da cobertura base deste dimensionamento estrutural, que consiste em um telhado com dois caimentos de água, denominados telhados de duas águas, cobertura dividida em uma linha central chamada cumeeira. O *layout* detalha o grupo de elementos participantes da cobertura, sendo eles, o telhado escolhido para o ambiente, o madeiramento de sustentação, o madeiramento de apoio, e o conjunto de elementos para manter a estabilidade da estrutura. A Figura 3.1 demonstra o posicionamento dos elementos estruturais, em seguida na Figura 3.2 exhibe a visão superior da cobertura. A Figura 3.3 demonstra vista frontal da edificação.

Figura 3.1 – Posicionamento das peças.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 3.2 – Vista Superior.



Fonte: Autores, 2019.

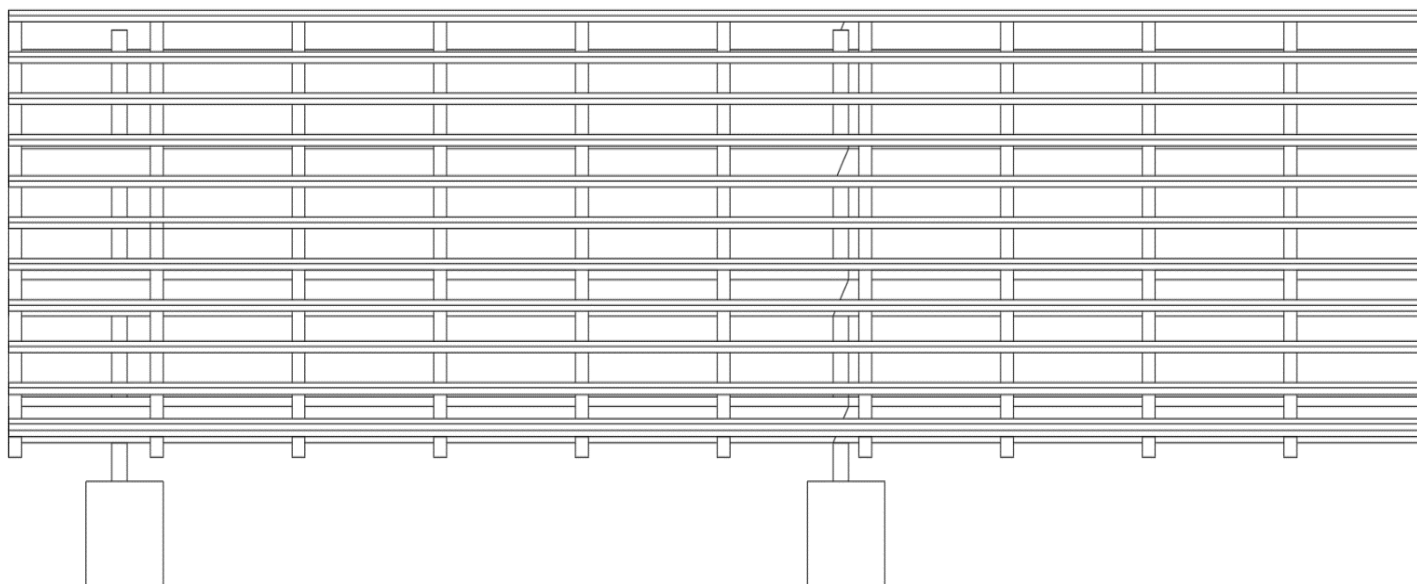
Figura 3.3 – Vista Frontal.



Fonte: Autores, 2019.

Na Figura 3.4 e mostrado uma aproximação da trama estrutural exemplificando a posição arquitetônica dos caibros, terças e ripas em vista lateral.

Figura 3.4 – Seguimento da trama.



Fonte: Autores, 2019.

A estruturação de uma cobertura em madeira feita com telhas cerâmicas se dá pela base de cálculo de diversos elementos estruturais desde peças de sustentação a peças de apoio, como: projeção do telhado, trama e estrutura treliçada. O memorial de cálculo seguiu os passos e recomendações do Pfeil (2003) e Moliterno (2010) para o dimensionamento das vigas de madeiras denominadas de terça, e as tesouras também denominadas com treliça de cobertura, o dimensionamento dos caibros, ripas e as seções de detalhes.

Os *layout's* foram feitos no *software AutoCad*[®] (Versão 2018) e modelado no *software Revit*[®] (Versão 2018) que consiste em uma edificação rural para abrigo de animais, cujas dimensões totais são de 13,20 metros de comprimento com 7,63 metros de largura. A altura do pé direito e de 2,94 metros.

Nas elaborações do memorial de cálculo foram utilizados os programas *Ftool*[®] (versão 2017) para análise dos carregamentos da treliça, *Jwood*[®] (Versão 1.0.0 – 2016) para verificação e dimensionamento das terças segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), e *Visualventos*[®] (Versão 2.0.2 - 2007) para obter alguns dados necessários do efeito do vento no dimensionamento.

Em seguida e delineado os materiais empregados para o procedimento de cálculo e detalhamento das ligações, como:

- Telha: Foi utilizado para a cobertura do telhado telhas tipo plan universal, com inclinação mínima de 35%, sendo 31,5 peças telhas p/m^2 , no qual o peso médio por telha e de 0,015 $kN/unidade$ e taxa de absorção de no máximo 20%;
- Madeira: A madeira utilizada para a estrutura será de classe dicotiledônea sendo o Angelim-pedra (*Hymenolobium petraeum*) serrada conforme visto no item 2.1.1 da revisão, com classe de resistência C40 abordada no item 2.4.2 Tabela 2.12, adquirindo os valores médios de seus esforços $f_{cm} = 59,8 MPa$; $f_m = 75,5 MPa$; $f_{vm} = 8,8 MPa$ e $E_{cm} = 12912 MPa$; e o peso específico de $\rho = 6,94 kN/m^3$ no anexo A do livro Pfeil para a espécie com classe de umidade 1 mostrado na Tabela 2.10, com carregando de longa duração e para efeito de segurança será adotado 2ª categoria
- Pregos com $f_{yk} = 600 MPa$ conforme o item 2.9.2.1 do referencial, com a tabela de bitolas e comprimentos encontradas no Anexo A.
- Parafusos de aço ASTM – A307 B com $f_{yk} = 600 MPa$ conforme o item 2.9.2.1 do referencial, com a tabela de bitolas do catálogo Indufix especificadas no Anexo B.
- Chapas de aço 12x16 cm ASTM A-36 / SAE 1045 com espessuras de 8 mm e 15,9 mm conforme especificados no catálogo SCACOS do Anexo C.

4 PROCEDIMENTO ESTRUTURAL

Esse capítulo demonstra os mecanismos de cálculo do dimensionamento estrutural como especificado na NBR 7190 (ABNT, 1997), sendo apresentado o memorial descritivo ilustrando os dados gerais e vãos teóricos utilizados.

4.1 MEMORIAL DESCRITIVO

4.1.1 Dados gerais

A estrutura será dimensionada para região rural localizada na cidade de Barro Alto – GO, onde serão analisadas as características climáticas da mesma para o cálculo da ação do vento. A estrutura será de caráter operacional para o manejo e cuidado com os animais, ambiente no qual se torna fundamental para a logística de uma fazenda.

4.1.2 Especificações

4.1.2.1 Dados normativos do efeito do vento

$V_0 = 35 \text{ m/s}$ – Mapa *VisualVentos*[®] – Barro Alto-GO;

$S_1 = 1,0$ (para terrenos planos e fracamente acidentados);

$S_2 = 0,93$ (Categoria 2: Fazenda sem sebes ou muros; Classe A: todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação, edificações menores que 20 m de dimensão (Duração das rajadas de 3 segundos), como visto na Tabela 2.4 da revisão. Parâmetros retirados da Tabela 2 da ABNT (NBR 6123, 1988), de acordo com o *software VisualVentos*[®] que relaciona Categoria e Classe. $b = 1,00$, $Fr = 1,00$ e $p = 0,09$).

$$S_2 = b Fr (z/10)^p \quad (4.1)$$

$$S_2 = 1,00 \cdot 1,00 \cdot (4,28/10)^{0,09}$$

$$S_2 = 0,93$$

$S_3 = 0,95$ (Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação).

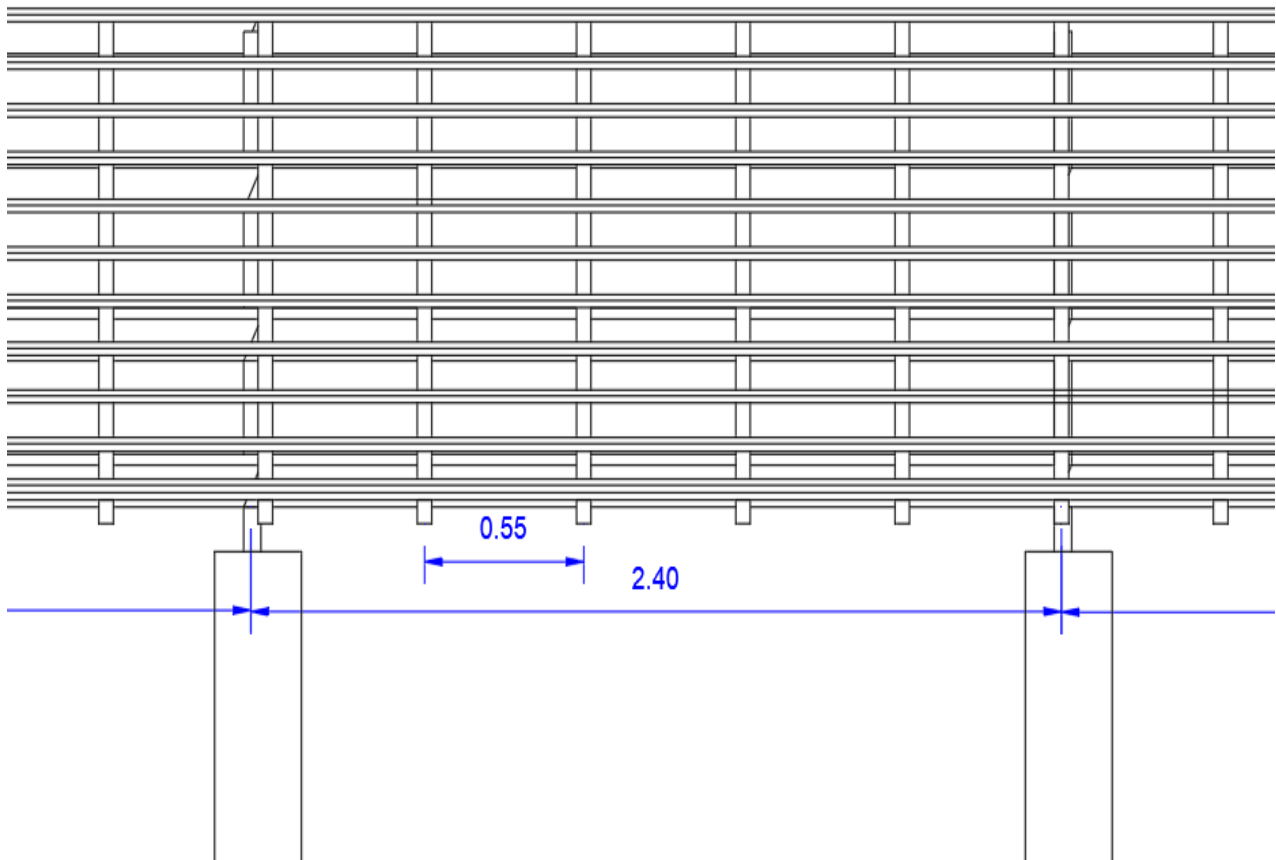
4.1.2.2 Seções Transversais das peças

- Ripa: $1,5 \times 5 \text{ cm}^2$;
- Caibro: $5 \times 6 \text{ cm}^2$;
- Terça: $6 \times 12 \text{ cm}^2$.

4.1.2.3 Espaçamento das peças

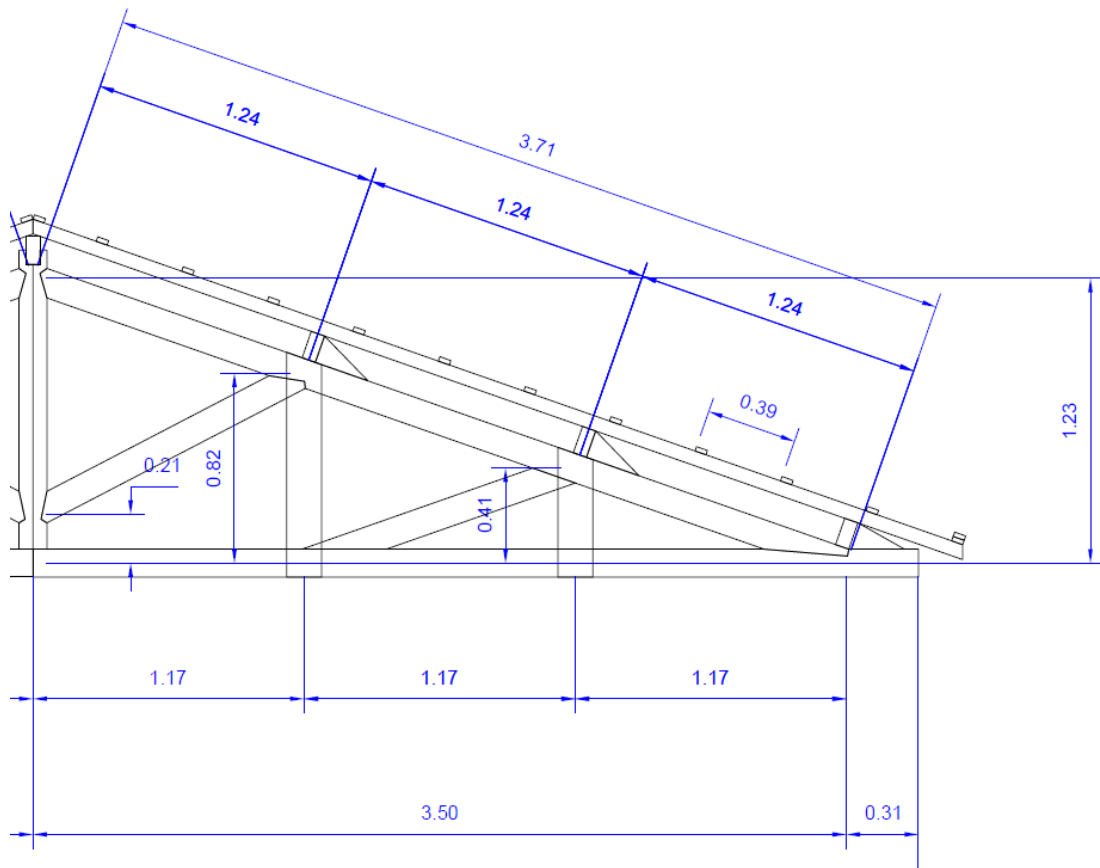
A Figura 4.1 demonstra o espaçamento da terça e da ripa, e logo abaixo na Figura 4.2 são detalhados os espaçamentos da tesoura para os eventuais cálculos. Esses comprimentos serão usados para adquirir os valores de dimensionamento e atribuir as verificações necessárias.

Figura 4.1 - Vão de cálculo da terça e da ripa.



Fonte: Autores, 2019.

Figura 4.2 – Vãos de cálculo da tesoura Howe.



Fonte: Autores, 2019.

4.2 MEMORIAL DE CÁLCULO

4.2.1 Cálculo das Ações

Para cálculo das cargas foram consideradas cargas permanentes da estrutura e cargas acidentais sendo mostradas respectivamente, considerando valores de suas seções transversais e pesos específicos de cada peça.

4.2.1.1 Ações permanentes

- Peso próprio da tesoura Howe, conforme Equação 2.79 da revisão:

$$\begin{aligned}
 g_t &= 0,0245(1 + 0,33L) & (4.2) \\
 g_t &= 0,0245(1 + 0,33 \cdot 7,63) \\
 g_t &= 0,086 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

- Peso próprio da telha plan, adotando 20% de absorção de água:

$$\begin{aligned} g_1 &= 31,5 \cdot 0,015 \cdot 1,20 & (4.3) \\ g_1 &= 0,567 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Peso próprio da ripa, adotando três por metro:

$$\begin{aligned} g_2 &= 0,015 \cdot 0,05 \cdot 6,94 \cdot 3 & (4.4) \\ g_2 &= 0,016 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Peso próprio do caibro, adotando dois por metro:

$$\begin{aligned} g_3 &= 0,05 \cdot 0,06 \cdot 6,94 \cdot 2 & (4.5) \\ g_3 &= 0,042 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Peso próprio da terça:

$$\begin{aligned} g_4 &= 0,06 \cdot 0,12 \cdot 6,94 & (4.6) \\ g_4 &= 0,050 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

- Somatório das cargas permanentes da telha, caibro e ripa, para projeção horizontal:

$$\begin{aligned} g_T &= \frac{g_1 + g_2 + g_3}{\text{Cos}\alpha} & (4.7) \\ g_T &= \frac{0,567 + 0,016 + 0,042}{(3,50/3,71)} \\ g_T &= 0,662 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4.2.1.2 Ações Variáveis

Neste tópico fez-se os cálculos necessários para obtenção dos esforços solicitantes gerados pela ações do vento.

4.2.1.2.1 Cálculo da ação do vento

4.2.1.2.1.1 Lançamento dos dados

Conforme norma ABNT (NBR 6123, 1988), foi calculado as ações variáveis do vento, adotando valores estatísticos da região centro-norte de Goiás, adquiridos no *software VisualVentos*[®]. Para a realização dos cálculos o programa exige alguns valores a serem estabelecidos, sendo eles: a largura do edifício (b), o comprimento do edifício (a), a altura do pé direito (h), altura da tesoura (h_1), ângulo de inclinação do telhado (β) e a distância entre as terças (d).

Sendo então as constantes:

$$b = 7,63 \text{ m}$$

$$a = 13,20 \text{ m}$$

$$h = 2,94 \text{ m}$$

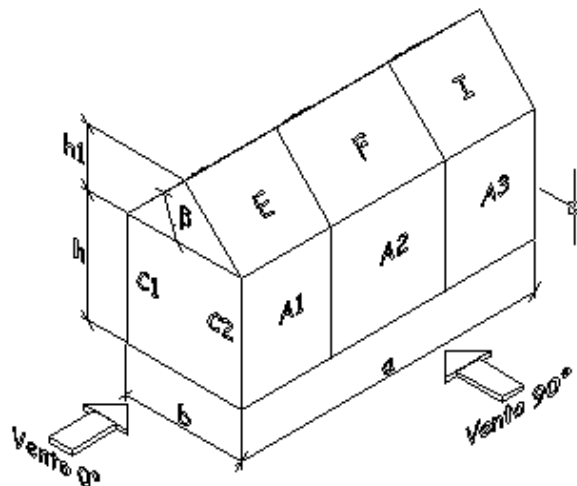
$$h_1 = 1,34 \text{ m}$$

$$\beta = 19,37^\circ$$

$$d = 2,40 \text{ m}$$

A Figura 4.3 demonstra de forma gráfica todas as dimensões mencionadas acima, e por meio desses comprimentos foi procedido o cálculo do efeito do vento na edificação segundo o processamento do *software VisualVentos*[®].

Figura 4.3 – Esquema geométrico da edificação.



Fonte: Autores, 2019.

O programa também menciona se há aberturas na edificação. No entanto, as especificações do projeto em questão não possuem fechamentos na arquitetura, dessa forma são apresentados a seguir os valores das áreas aberturas exemplificadas na figura acima.

Área das aberturas Fixas:

- Face $A_1 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $A_2 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $A_3 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $B_1 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $B_2 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $B_3 = 7,06 \text{ m}^2$
- Face $C_1 = 10,29 \text{ m}^2$
- Face $C_2 = 10,29 \text{ m}^2$
- Face $D_1 = 10,29 \text{ m}^2$
- Face $D_2 = 10,29 \text{ m}^2$

4.2.1.2.1.2 Coeficientes de pressão

Para cálculo dos coeficientes de pressão foram analisados casos frontais e laterais a edificação seguindo o procedimento da norma ABNT (NBR 6123, 1988). Esses coeficientes são praticamente as ações acidentais do efeito do vento na estrutura, posteriormente esses coeficientes foram analisados em conjunto com a geometria da edificação. Nas equações a seguir são admitidos a velocidade do vento na região, e o coeficiente de pressão dinâmica, sendo eles necessários para o processamento de dados do *software*.

a) Velocidade Característica de Vento:

$$\begin{aligned}
 V_k &= V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 & (4.8) \\
 V_k &= 35,00 \cdot 1,00 \cdot 0,93 \cdot 0,95 \\
 V_k &= 30,94 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

b) Pressão Dinâmica:

$$q = 0,613 \cdot V_k \quad (4.9)$$

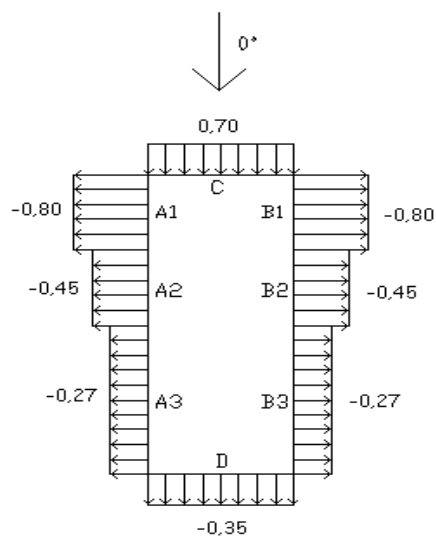
$$q = 0,613 \cdot 30,94^2$$

$$q = 0,59 \text{ kN/m}^2$$

c) Coeficientes de Pressão Externa

Vento 0°

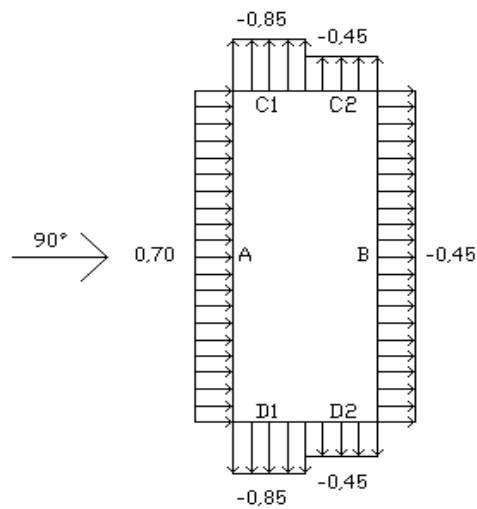
Figura 4.4 – Efeito do vento frontal.



Fonte: VisualVentos, 2019.

Vento 90°

Figura 4.5 – Efeito do vento lateral.



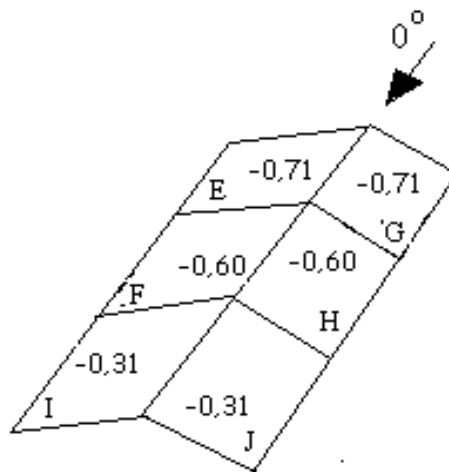
Fonte: VisualVentos, 2019.

Paredes Laterais: Nas Figuras 4.4 e 4.5 são diagnosticados efeitos de barlavento e sotavento para o vento a 0° e também para o vento a 90° na edificação.

Foram determinados pelo o *software* referente ao Vento 0° , efeitos de barlavento dentre $0,70 \text{ KN/m}^2$, e efeito de sotavento maior de $-0,80 \text{ KN/m}^2$. Para o Vento 90° foram descritos os mesmos coeficientes de pressão de entrada e para efeitos de sotavento vento foram encontrados o valor maior de $-0,85 \text{ KN/m}^2$.

Vento 0°

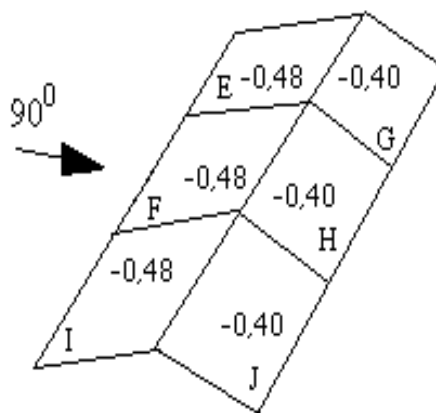
Figura 4.6 – Efeito frontal do vento.



Fonte: VisualVentos, 2019.

Vento 90°

Figura 4.7 – Efeito lateral do vento.



Fonte: VisualVentos, 2019.

Cobertura: Nas Figuras 4.6 e 4.7 são detalhados os efeitos característicos do vento para estágio de sucção e sobrepressão adquiridos pelo *software* no cálculo do vento nas direções de 0° e 90° .

Foram determinados pelo o *software* referente ao Vento 0° somente efeitos de sucção dentre o valor maior de $-0,71 \text{ KN/m}^2$. Para o Vento 90° foram descritos coeficientes de pressão de sucção sendo a maior ação de $-0,48 \text{ KN/m}^2$.

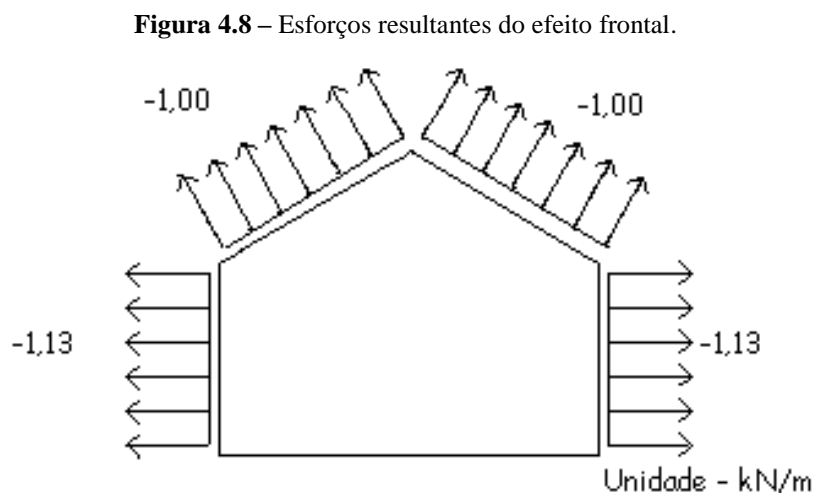
d) Coeficiente de pressão interno

Por ser um ambiente com as quatro faces abertas foi desprezado o efeito do vento na área interna, segundo a especificação da norma ABNT (NBR 6123, 1988), item 6.2.

4.2.1.2.1.3 Esforços resultantes

Os esforços resultantes são adquiridos pela multiplicação da pressão dinâmica externa vezes a área linear de atuação do vento, nas Figuras 4.8 e 4.9 são demonstrados esses esforços calculados pelo *software* referente ao Vento 0° e 90° para a cobertura e paredes laterais.

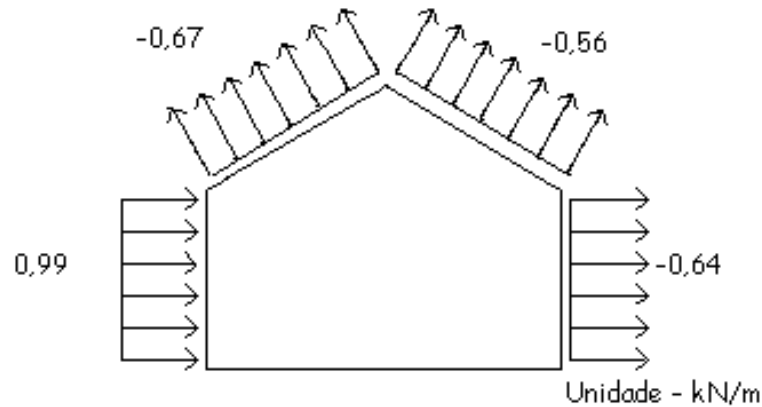
Vento 0° - Coeficiente de pressão interno = 0,00



Fonte: VisualVentos, 2019.

Vento 90° - Coeficiente de pressão interno = 0,00

Figura 4.9 - Esforços resultantes do efeito lateral.



Fonte: VisualVentos, 2019.

4.2.1.2.1.3 Consideração para escolha da ação do vento

Para o prosseguimento do memorial de cálculo, será adotado o valor de $-1,00 \text{ kN/m}$ por ser a situação mais desfavorável da cobertura. Sendo assim o efeito predominante na cobertura é o de sucção, onde o vento está saindo da estrutura originando um efeito de empuxo. Não serão considerados os valores das paredes laterais, pelo fato do dimensionamento ser especificamente da cobertura.

4.2.1.2.2 Sobrecarga acidental

Devido as exigências da norma ABNT (NBR 7190, 1997), foi adicionado 1 kN de carga acidental na região mais desfavorável da peça, essa carga considera efeitos de impactos verticais e manutenção do telhado.

4.2 VERIFICAÇÃO DA PEÇA PRINCIPAL DA TRAMA

Para verificação da trama foi analisado a terça intermediária cuja peça é a mais solicitada no sistema estrutural. Para efeito de estabilidade foi avaliado condição de flexão oblíqua pelo fato da peça estar inclinada. Fez-se os cálculos utilizando o *software Jwood*[®] conforme mencionado na metodologia.

4.2.1 Dados específicos do material

4.2.1.1 Material escolhido

O material escolhido foi a madeira dicotiledônia C40 de propriedades especificadas na Tabela 2.12 do item 2.4.2, sendo $f_{c0k} = 40 \text{ MPa}$, $f_{v0k} = 6 \text{ MPa}$, $E_{c0m} = 19500 \text{ MPa}$ e $\rho_{aparente} = 950 \text{ kg/m}^3$.

4.2.1.2 Cálculo do k_{mod}

Para o cálculo do coeficiente modificação é empregado valores dependentes das propriedades mecânicas da madeira, como mostrado no item 2.4.3

$$K_{mod} = K_{mod_1} \cdot K_{mod_2} \cdot K_{mod_3} \quad (4.10)$$

$$K_{mod} = 0,560$$

4.2.1.3 Dados geométricos da seção a ser calculada

$$Base = 6,00 \text{ cm}$$

$$Altura = 12,00 \text{ cm}$$

$$Comprimento = 240,00 \text{ cm}$$

$$Área = 72,00 \text{ cm}^2$$

4.2.1.3.1 Esbeltez

Para a definição das exigências impostas ao dimensionamento, faz o cálculo da esbeltez utilizando a Equação 2.50 do item 2.6.14

$$\lambda_x = 69,28$$

$$\lambda_y = 138,56$$

4.2.1.3.2 Inércia

Cálculo da capacidade que o corpo tem de resistir a esforços permanentes e temporários, são encontrados através das Equações 2.17 e 2.18 do item 2.5.5

$$I_x = 864,00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 216,00 \text{ cm}^4$$

4.2.1.3.3 Módulo de resistência

Cálculo do módulo de resistência, para efeitos de segurança quando os momentos fletores que atuam no plano de atuação, tem um dos eixos centrais de inercia. Calculados pela Equações 2.36 e 2.38 do item 2.6.8

$$W_x = 144,00 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 72,00 \text{ cm}^3$$

4.2.2 Verificações de Dimensionamento

4.2.2.1 Cálculos de tração

Verificação da resistência mecânica a tração da madeira, para o cálculo utiliza-se a Equação 2.26 do item 2.6.1

$$f_{td} = 1,24 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.2.2 Cálculos de compressão

Verificação da resistência mecânica a compressão da madeira, para o cálculo utiliza-se a Equação 2.26 do item 2.6.1

$$f_{cd} = 1,60 \text{ kN/cm}^2$$

Deve-se considerar para cálculo das tensões o maior valor resistente entre a tração e compressão.

4.2.2.3 Cálculos de flexão

4.2.2.3.1 Modulo de elasticidade efetivo

$$E_{c0,ef} = K \text{ mod} \cdot E_{c0,m} \quad (4.11)$$

$$E_{c0,ef} = 1092,00 \text{ kN/cm}^2$$

4.2.2.3.2 Carregamentos

Devido aos carregamentos estarem em kN/m^2 e o programa utilizar para cálculos kN/m , foi necessário a multiplicação dos mesmo pelo espaçamento dos vãos da terça 1,17 m, chegando aos seguintes valores:

$$F_{gk} (\text{permanete}) = 0,83 \text{ kN/m}$$

$$F_{qk} (\text{acidental}) = 0,42 \text{ kN/m}$$

$$F_{wk} (\text{vento}) = -1,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Inclinação} = 19,37^\circ$$

4.2.2.3.3 Decomposição da carga permanente

$$g_x = F_{gk} \cdot \text{sen} (\text{inc}) \quad (4.12)$$

$$g_x = 0,27 \text{ kN/m}$$

$$g_y = F_{gk} \cdot \text{cos} (\text{inc}) \quad (4.13)$$

$$g_y = 0,78 \text{ kN/m}$$

4.2.2.3.4 Combinação - Estado Limite Último

Combinação dos carregamentos usando o fator de majoração do estado limite último 1,4, conforme o *software Jwood*[®].

$$\begin{aligned} q_{xd} &= 1,4 \cdot g_x \\ q_{xd} &= 0,38 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.14)$$

$$\begin{aligned} q_{yd} &= 1,4 \cdot g_y + 0,75 \cdot 1,4 \cdot F_{wk} \\ q_{yd} &= 0,04 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (4.15)$$

4.2.2.3.5 Solicitações Máximas

Para o cálculo do momento fletor máximo de carga distribuída em viga biapoiada, utiliza-se a Equação 2.13 do item 2.5.1

$$\begin{aligned} M_{xd} &= 0,03 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{yd} &= 0,28 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

Para o cálculo dos esforços cortante utilizasse as condições de carga distribuída e pontual, demonstrada na Figura 2.6 do item 2.5.2

$$\begin{aligned} V_{xd} &= 0,05 \text{ kN} \\ V_{yd} &= 0,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

O cálculo da tensão oriunda de esforços internos que acontece na região da seção transversal, mas distante do eixo nulo da peça, utilizamos a Equação 2.15 do item 2.5.3

$$\begin{aligned} \sigma_{xd} &= 0,02 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{yd} &= 0,38 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

4.2.2.4 Deformações

As flechas são ditas como deslocamentos nas seções das vigas, para o cálculo desse deslocamento utilizasse a Equação 2.21 do item 2.5.7 da revisão.

$$\delta_x = 0,501 \text{ cm}$$

$$\delta_y = 0,265 \text{ cm}$$

Para o cálculo do deslocamento limite é adotado a Equação 4.20 a seguir:

$$\delta = \sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2)} \quad (4.16)$$

$$\delta = 0,567 \text{ cm}$$

4.2.2.5 Verificações da flexão

Resistência de projeto como abordado no item 4.2.2.2 é, $f_{cd} = 1,60 \text{ kN/cm}^2$.

Utilizando a Equação 2.64 do item 2.6.14.4 encontre o coeficiente de correção médio $\beta_m = 8,79$.

4.2.2.5.1 Verificação de Flambagem Lateral

Verificação da estabilidade lateral, para vigas de seção retangular, Equação 2.63 do item 2.6.14.4.

$$40,00 \leq 77,64$$

Mediante a essa verificação da flambagem, a viga é classificada como estável a solicitações externas, onde as suas deformações não ultrapassam o limite máximo de estabilidade.

4.2.2.5.2 Verificação de Segurança à Flexão Oblíqua

A exigência de segurança é dada pela condição mais pesada da norma, tanto para tensões de compressão ou tração, sendo expressada nas Equações 2.39 e 2.40 do item 2.6.9.

$$0,13 \leq 1$$

Essa condição avalia a relação da tensão solicitante sobre a tensão resistente da madeira, assim a seção transversal de $6 \times 12 \text{ cm}$ com o comprimento da terça de $2,40 \text{ m}$ e considerada aceita pelos critérios da norma correspondendo a um dimensionamento satisfatório.

4.2.2.5.3 Verificação à Tensões Cisalhantes

Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997), em vigas com seções retangulares adotasse a Equação 2.48 do item 2.6.12 para sua verificação.

$$0,01 \leq 0,24$$

Por meio do critério apresentado acima, nota-se que a tensão cisalhante solicitante e bem mais inferior que a tensão resistente da madeira, sucedendo a um dimensionamento convincente.

4.2.2.5.4 Verificação de Flecha Limite

Por fim, a verificação da flecha limite na situação biapoiada, devendo atender a especificação da norma, onde o deslocamento é menor que $L/300$.

$$0,567 \text{ cm} < 0,800 \text{ cm}$$

O dimensionamento da terça também atende aos critérios da norma sobre a verificação da flecha. Com base no encaixe de todas as considerações exigidas pela a norma pode-se dar prosseguimento nos cálculos da tesoura, e estabelecer para terça todas as dimensões adotadas.

4.3 CÁLCULO DA TESOURA

Também denominado treliça, é o sistema estrutural responsável pela distribuição dos esforços da trama para os apoios, como detalhado no item 2.11.3.1. A treliça utilizada é tipo Howe e todos os valores das cargas normais foram calculadas utilizando o *software Ftool*[®] conforme mencionado na metodologia.

4.3.1 Cargas na Tesoura

Segue abaixo todas as cargas aplicadas na tesoura como o peso próprio dos elementos e a carga de vento.

Peso próprio da tesoura = $0,086 \text{ kN/m}^2$;

Cobertura (telhas, ripas e caibros): = $0,662 \text{ kN/m}^2$;

Terças (Peça principal da trama) = $0,050 \text{ kN/m}$;

Carga de vento 90° (sucção) = -1 kN/m^2 ;

Carga vento 0° (sucção) = $-0,67 \text{ kN/m}$;

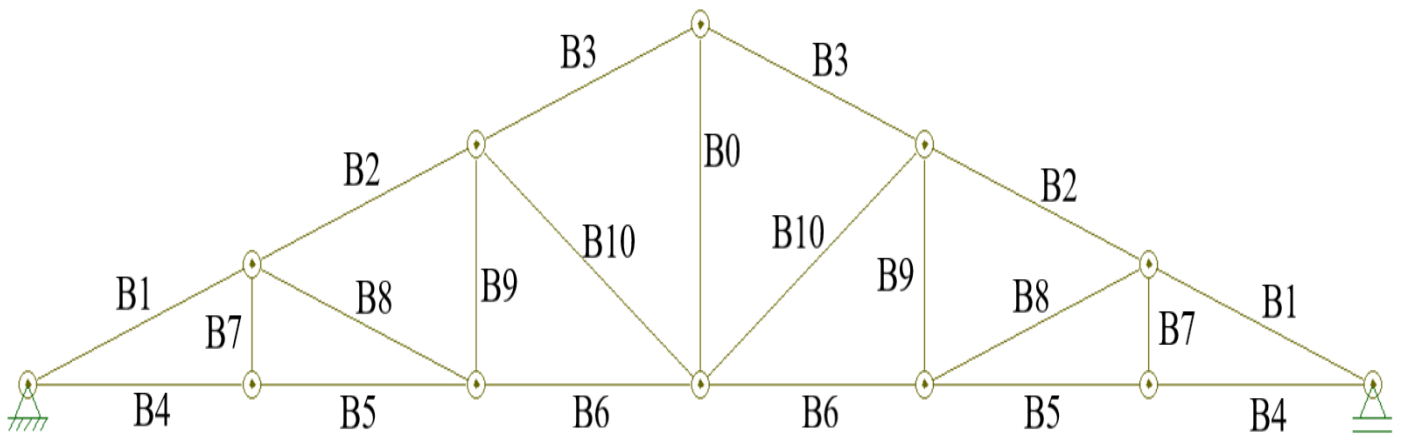
Sobrecarga = $0,356 \text{ kN/m}^2$.

4.3.2 Numeração das barras

A Figura 4.10 demonstra a nomenclatura utilizada para o cálculo das forças atuantes nas barras da treliça. Essa numeração possibilita o estudo parcial de cada barra.

São contadas 10 barras a direita e 10 barras a esquerda do centro geométrico da treliça, pela simetria da tesoura convém somente a análise de um lado evitando cálculos desnecessários. A nomenclatura segue o padrão B que indica a barra naquele determinado ponto da treliça seguindo com a sua numeração.

Figura 4.10 – Numeração das barras.

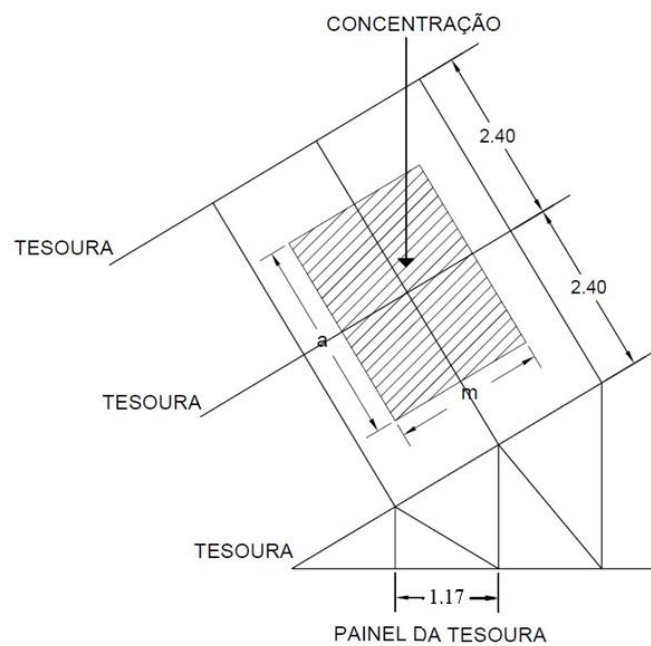


Fonte: Autores, 2019.

4.3.2 Área de influência

Apresentado o resumo das cargas aplicadas na tesoura e a numeração das barras, para efeito do cálculo das concentrações foi escolhido uma tesoura intermediária, pelo fato de ser a treliça com mais solicitada no sistema. A Figura 4.11 exemplifica a área de influência da concentração.

Figura 4.11 - Área de influência.



Fonte: Autores, 2019.

Para fins de cálculo, a área de concentração invade o espaçamento da terça vezes o seu vão de cálculo, a equação autoral abaixo demonstra o valor obtido da situação, mas desfavorável de concentração de carga na tesoura.

4.3.2.1 Concentração devido a carga permanente

Segue a carga pontual devido as ações permanentes concentradas no banzo superior, pela treliça ser simétrica no espaçamento das peças, a carga tem valor constante em todos os nós. A concentração permanente sé da pelo peso próprio da terça e dos elementos da cobertura conforme visto no item acima.

$$\begin{aligned} G_1 &= 0,662 \cdot (1,17 \cdot 2,40) = 1,859 \text{ kN} \\ G_2 &= 0,05 \cdot 2,40 = 0,120 \text{ kN} \\ G_t &= 1,979 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.17)$$

Onde:

G_1 = Peso próprio da telha, ripa e caibro;

G_2 = Peso próprio da terça;

G_t = Soma dos pesos próprios.

4.3.2.2 Concentração devido a carga variável

As Equações a seguir demonstram as cargas variáveis concentradas na área de influência. Foram adotadas as cargas de vento encontradas pela análise do programa *VisualVentos*[®] e a sobrecarga carga acidental especificada pela norma.

Vento 0°:

$$Q_1 = -0,67 \cdot 1,17 = -0,784 \text{ kN} \quad (4.18)$$

Onde Q_1 é o produto do esforço do vento vezes o espaçamento das terças.

Vento 90°:

$$Q_2 = -1,00 \cdot 1,17 = -1,17 \text{ kN} \quad (4.19)$$

Onde Q_2 é o produto do esforço do vento vezes o espaçamento das terças.

Sobrecarga acidental:

$$Q_3 = 0,356 \cdot (1,17 \cdot 2,40) = 1,00 \text{ kN} \quad (4.20)$$

Onde Q_3 é o produto da sobrecarga por metro quadrado vezes a área de influência.

4.3.3 Combinações de Ações

Realizado o cálculo das concentrações na tesoura, fez-se o cálculo das combinações de ações para estado de limite último como detalhado no item 2.3.2 do referencial.

4.3.3.1 Valores positivos

Ação variável principal – sobrecarga acidental

$$N_{d1} = 1,400 \cdot 1,979 + 1,400 \cdot 1,000 = 4,171 \text{ kN} \quad (4.21)$$

4.3.3.2 Valores Negativos

Ação variável principal – Vento 0°

$$N_{d2} = 0,900 \cdot 1,979 + 1,400 \cdot 0,750 \cdot (-0,784) + 1,400 \cdot 0,500 \cdot (-1,170) = 0,139 \text{ kN} \quad (4.22)$$

Ação variável principal – Vento 90°

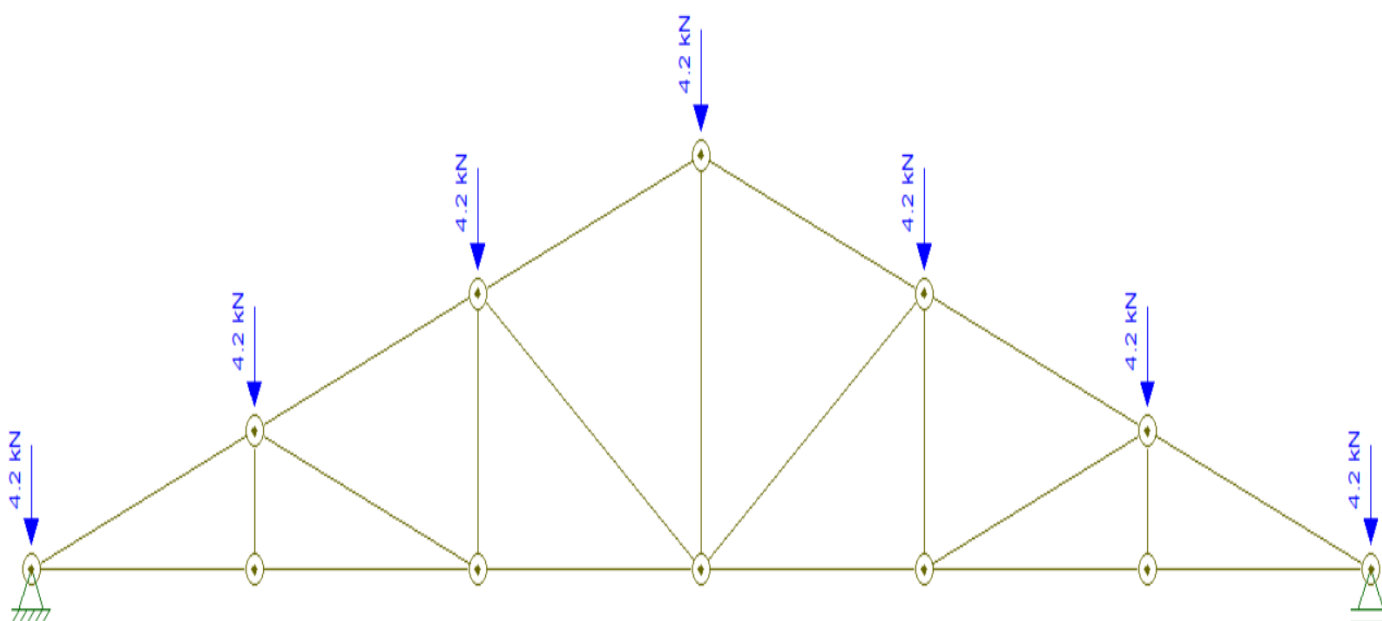
$$N_{d3} = 0,900 \cdot 1,979 + 1,400 \cdot 0,750 \cdot (-1,170) + 1,400 \cdot 0,500 \cdot (-0,784) = 0,004 \text{ kN} \quad (4.23)$$

Para fim de dimensionamento será adotada a carga solicitante de $N_{dl} = 4,171 \text{ kN}$ devido ser a ação, mas elevada.

4.3.4 Modelo de cálculo da tesoura

Definido a carga solicitante em cada nó da treliça, foi utilizado o *software Ftool*® para desenho do modelo de cálculo do sistema estrutural isostático conforme mostrado na Figura 4.12.

Figura 4.12 – Modelo de cálculo da treliça.



Fonte: Ftool, 2019.

Esse modelo de cálculo está de acordo com os fundamentos básicos da treliça Howe, sendo que as possíveis condições desse modelo para se assemelhar a uma estrutural real é a utilização de rótulas nos encontros entre as peças predominantes na treliça. Para o estudo do comportamento da treliça são admitidos apenas esforços de tração e compressão. (JUNIOR, MOLINA, 2010).

Embora haja complexidade nos cálculos das ligações, é comum em tesouras com vãos menores de 10 metros o deslocamento dos nós teóricos do modelo estrutural da treliça nas peças diagonais, banzos superiores e inferiores. Com isso, Moliterno (2010, p.194) diz que “dentro dessas limitações, a experiência tem mostrado um comportamento satisfatório”.

4.3.5 Tabela de esforços normais

Efetuada a análise estrutural do modelo de cálculo com o *software Ftool*[®] e apresentado na Tabela 4.1 os esforços normais da treliça seguindo a numeração de cada barra apresentada no item 4.3.1.

Tabela 4.1 – Tabela geral de esforços normais.

Definição em planta	Barras	Esforços normais (kN)	
		Compressão	Tração
Pendural	B0	-	8,4
	B1	-31,7	-
Banzo superior	B2	-25,4	-
	B3	-19,0	-
	B4	-	30,0
	B5	-	30,0
Banzo inferior	B6	-	24,0
	B7	0	0
Montante	B8	-6,3	-
Diagonal	B9	-	2,1
Montante	B10	-7,3	0

Fonte: Autores, 2019.

4.3.6 Verificações de dimensionamento

Com o êxito na verificação da peça principal da trama, o seguinte tópico do memorial define se as seções adotadas na treliça são satisfatórias segundo as especialidades da NBR 7190 (ABNT, 1997).

4.3.6.1 Verificação do esforço máximo de compressão

Verificação do B1 (Banzo superior) onde foi encontrada a maior carga de compressão, portanto sendo o lugar mais crítico da edificação para essa solicitação. O comprimento da peça é de 124 cm, com seção transversal 6 x 12 cm, solicitada por cargas de

compressão de $-31,7 \text{ kN}$, madeira dicotiledônea de classe C40, classe de umidade 1 e módulo de elasticidade $E_c = 19500 \text{ MPa}$.

- Carga de compressão

$$N_d = -31,700 \text{ kN}$$

- Propriedades da seção transversal

Capacidade que o corpo tem de resistir a esforços permanentes e temporários. Utilizando as Equações 2.19, 2.17 e 2.18 de Hibbeler como mostrado no item 2.5.5 do referencial, temos a determinação da inércia e área em referência com o eixo cartesiano.

- Área

$$A = 7,200 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

- Inércia

$$I_x = 8,640 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_y = 2,160 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

- Raio de giração

O raio de giração é definido pela raiz da menor inercia da peça, dividida por sua área.

$$i = 0,0173 \text{ m}$$

- Esbeltez

As exigências impostas ao dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice encontrado pela Equação 2.50 do item 2.6.14.

$$\lambda = 71,68 \text{ m}$$

Observação: Peça medianamente esbelta.

- Cálculo da tensão resistente
- Coeficiente de modificação

Para o cálculo do coeficiente modificação é empregado valores dependentes das propriedades mecânicas da madeira, como mostrado no item 2.4.3

$$K_{\text{mod}} = 0,560$$

- Tensão resistente

Verificação da resistência mecânica a compressão da madeira, para o cálculo utiliza-se a Equação 2.26 do item 2.6.1

$$f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

- Cálculo do M_d

Seguindo os passos da norma para o cálculo da excentricidade acidental devidas a imperfeições nas peças de madeira, utilizasse a Equação 2.51 do item 2.6.14.

$$e_a = 0,410 \text{ cm}$$

Excentricidade inicial devido ao seu carregamento, Equação 2.52 itens 2.6.14.

$$e_i = 0,200 \text{ cm}$$

Excentricidade de primeira ordem, não podendo seu valor ser menor que $\frac{h}{30}$, Equação 2.53 item 2.6.14.

$$e_1 = 0,610 \text{ cm}$$

F_E Definido pela a carga de Euler, onde a equação é a mesma da carga crítica de flambagem (Equação 2.20) definida no item 2.5.6.

$$F_E = 151,40 \text{ kN}$$

A excentricidade de cálculo é encontrada através da Equação 2.56 do item 2.6.14.

$$e_d = 0,770 \text{ cm}$$

Com a definição da excentricidade de cálculo, utilizasse a Equação 2.55 do item 2.6.14 do referencial para obtenção do momento de cálculo da estrutura.

$$M_d = 244,09 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- Tensão

Para a verificação da estrutura é necessário definir as tensões atuantes geradas pela solitação de compressão, onde temos σ_{Nd} valor de cálculo da tensão de compressão devido a força normal de compressão, e σ_{Md} valor de cálculo da tensão de compressão devido ao momento fletor de compressão;

$$\sigma_{Md_y} = 3,390 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Nd} = 4,400 \text{ MPa}$$

- Verificação

Verificação do estado limite ultimo de instabilidade de peças medianamente esbeltas se dá pela Equação 2.54 do item 2.6.14, onde que para verificação dos cálculos seu valor tem que ser $\leq 1,00$.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{cd}} + \frac{\sigma_{Mdy}}{f_{cd}} \leq 1,00$$

$$0,487 \leq 1,00$$

VERIFICAÇÃO SATISFEITA!

A verificação é dita satisfeita por que a relação da tensão normal axial com a tensão do momento fletor sobre a tensão resistente da madeira é inferior a 1,00. No entanto, a adoção das seções transversais de 6x12 cm para as peças comprimidas da treliça é aceitável obedecendo as exigências da norma.

4.3.6.2 Verificação do esforço máximo de tração

Verificação do B4 (Banzo inferior) onde foi encontrada a maior carga de tração, portanto sendo o lugar mais crítico da edificação para essa solicitação. O comprimento da peça é de 117 cm, com seção transversal 6 x 12 cm, solicitada por cargas de compressão de 30 kN, madeira dicotiledônea de classe C40, classe de umidade 1 e $E_c = 19500 \text{ MPa}$.

- Coeficiente de modificação

Para o cálculo do coeficiente modificação é empregado valores dependentes das propriedades mecânicas da madeira, como mostrado no item 2.4.3.

$$K_{\text{mod}} = 0,560$$

- Tensão resistente

Para o cálculo da tensão resistente a tração é necessária fazer uma relação com os valores de compressão, devido a Tabela 2.12 disponibilizar somente o valor característico para esse esforço solicitante, sendo:

$$\frac{f_{ck}}{f_{tk}} = 0,77$$

$$f_{tk} = 51,95 \text{ MPa}$$

Portanto, utilizando a Equação 2.12 como mostrado no item 2.4.4 da revisão.

$$f_{td} = 16,16 \text{ MPa}$$

- Tensão atuante

A tensão atuante nas peças expostas aos esforços de tração, é encontrada pela Equação 4.27 a seguir:

$$\sigma_A = \frac{F}{A} \quad (4.24)$$

$$\sigma_A = 4,167 \text{ MPa}$$

- Verificação

Para esforços paralelo as fibras ou com inclinações de até 6° em relação as fibras em peças tracionadas, deve ser aplicar condições de segurança determinadas pela Equação 2.32 do item 2.6.6. Observe que a verificação é viável, onde a tensão de tração postulante é inferior a tensão resistente da madeira.

$$\sigma_A \leq f_{td}$$

$$4,167 \leq 16,16$$

OK!!!

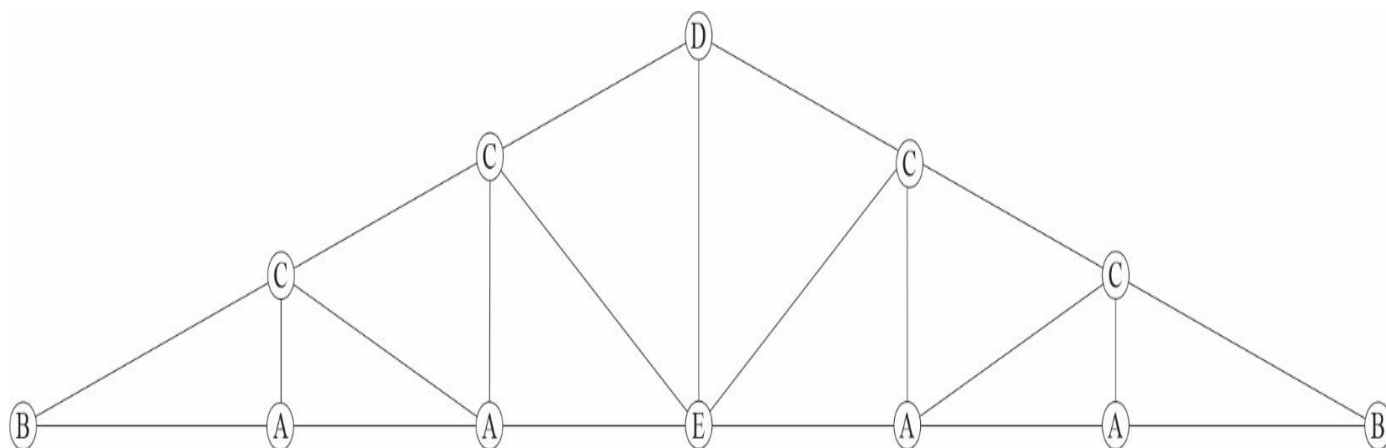
4.4 CÁLCULO DAS LIGAÇÕES

Com a intenção de melhorar a representação das seções interligadas na tesoura, e mostrado na Figura 4.13 uma nomenclatura onde cada barra da tesoura significa as peças de madeira divulgadas no item 4.3.2 pela numeração das barras. Para efeito de cálculo, as dimensões decorrentes das ligações estão em milímetros e o comprimento das peças analisadas em metros.

Mesmo que as condições de contorno das barras fujam do contexto inicial do modelo de cálculo e da fixação das rotúlas, essa implicação não afeta o dimensionamento e detalhamento das ligações, uma vez que os cálculos apresentados se baseiam nos sistemas

construtivos abordados pelos autores, de modo que as ligações seguem o padrão técnico da treliça Howe.

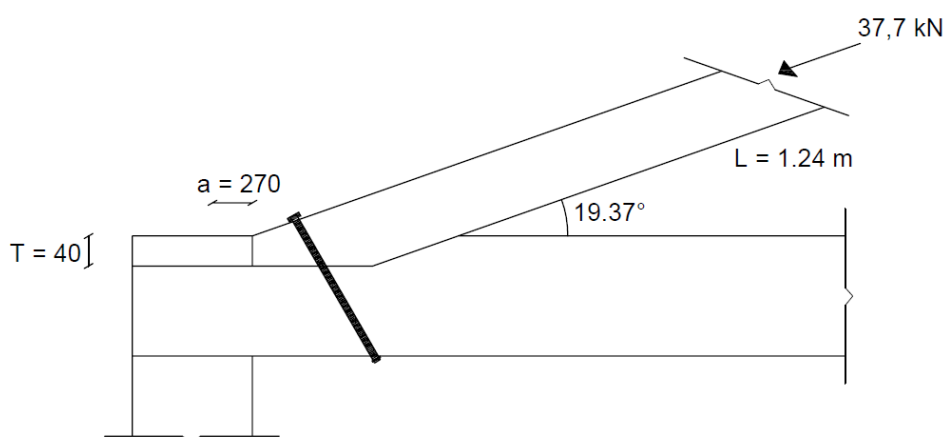
Figura 4.13 – Representação das seções.



Fonte: Autores, 2019.

4.4.1 Ligação na seção B

Figura 4.14 – Representação da ligação na seção B.



Fonte: Autores, 2019.

Como retratado na Figura 4.14 o entalhe entre os banzos é calculado considerando a resistência de projeto aos esforços de compressão e cisalhamento paralelo as fibras (f_{cd} , f_{vd}), calculados pela Equação 2.26 do item 2.6.1, e também do esforço de compressão normal as fibras (f_{cnd}) encontrado pela Equação 2.29 do item 2.6.4.

$$f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 1,867 \text{ MPa}$$

$$f_{cnd} = 4,76 \text{ MPa}$$

Cálculo da tensão resistente para uma face inclinada (f_{cbd}) de $19,37^\circ$, sendo calculada pela Equação 2.31 do item 2.6.5.

$$f_{cbd} = 12,702 \text{ MPa}$$

Profundidade necessária do dente, determinada pela Equação 2.79 do item 2.9.4.1 do referencial.

$$t \geq 39,24 \text{ mm}$$

$$t \geq 40 \text{ mm}$$

Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N ao banzo inferior, determinada pela Equação 2.80 do item 2.9.4.1.

$$a > 266,967 \text{ mm}$$

$$a > 270 \text{ mm}$$

4.4.2 Ligação na seção A

- Entalhe da peça inclinada

Como exemplificado no item anterior o entalhe entre os banzos é calculado considerando a resistência de projeto aos esforços de compressão e cisalhamento paralelo as fibras (f_{cd} , f_{vd}), calculados pela Equação 2.26 do item 2.6.1, e também do esforço de compressão normal as fibras (f_{cnd}) encontrado pela Equação 2.29 do item 2.6.4 da revisão.

$$f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 1,867 \text{ MPa}$$

$$f_{cnd} = 4,76 \text{ MPa}$$

Cálculo da tensão resistente para uma face inclinada (f_{cbd}) de $26,18^\circ$, sendo calculada pela Equação 2.31 do item 2.6.5.

$$f_{cbd} = 10,96 \text{ MPa}$$

Profundidade necessária do dente, determinada pela Equação 2.79 do item 2.9.4.1 do referencial.

$$t \geq 8,60 \text{ mm}$$

Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N ao banzo inferior, determinada pela Equação 2.80 do item 2.9.4.1.

$$a > 50,47 \text{ mm}$$

$$a > 60 \text{ mm}$$

- Ligações do montante com o banzo inferior

A ligação em questão foi feita com chapa de aço ASTM A36/SAE 1045 de espessura 8 mm . Como visto no item 2.9.2.3 da revisão, para a escolha dos parafusos deve-se definir a menor espessura t na peça analisada, dependendo do pino dividi-la para definição do seu diâmetro. Com a determinação da espessura utilizasse a Equação 2.71 do item 2.9.2.2 para o dimensionamento da pré-furação (d_0), sendo essa o parâmetro para a escolha do diâmetro comercial do parafuso.

$$t = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = 4,469 \text{ mm}$$

$$\text{Diâmetro comercial de } \frac{5}{32}$$

A tensão de embutimento do parafuso é determinada pela resistência de projeto na madeira, dependente do esforço que está sendo submetida, no caso, tração paralela às fibras, calculado pela Equação 2.26 do item 2.6.1.

$$f_{td} = 16,16 \text{ MPa}$$

Segundo Moliterno (2010), a determinação do valor de cálculo de resistência de um pino metálico proporcional a uma seção de corte depende da Equação 2.72 do item 2.9.2.3, estabelecendo um valor limite conforme Equação 2.73 do mesmo tópico. Onde o f_{vd} é encontrado pela Equação 2.78 do referencial.

$$f_{yd} = 545,45 \text{ MPa}$$

$$\beta < \beta_{lim}$$

$$1,79 < 7,26$$

$$OK!$$

De acordo com o resultado obtido, para o cálculo da resistência do pino (R_d) de uma seção de corte duplo (neste caso multiplica-se por 2), é determinado pelo mecanismo II – esmagamento local da madeira, determinado pela Equação 2.77 do item 2.9.2.3.

$$R_d = 462,20 \text{ N}$$

Com a resistência do pino estabelecida, é possível definir a quantidade de parafusos que será necessária nesta ligação (n_p), basta utilizar a Equação 4.25 a seguir, onde deve-se ter definido juntamente com a resistência o esforço que está sendo solicitado na peça (N_d).

$$R_d \cdot n_p \geq N_d \quad (4.25)$$

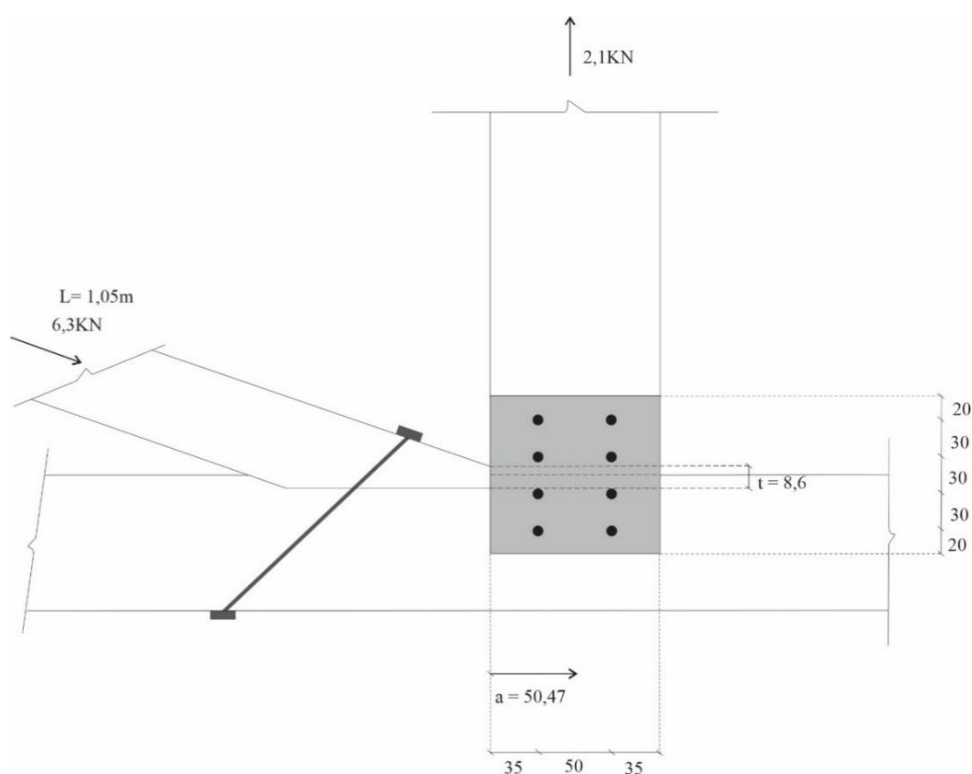
$$462,20 \cdot n_p \geq 2,1 \times 10^3$$

$$n_p \geq 4,543 \text{ parafusos}$$

Observação: Para fins construtivos foi decidido adotar 8 parafusos, pois aumentará a resistência e tem melhor distribuição na chapa.

Conforme visto no item 2.9.3 para o espaçamento em ligações com pinos, tem-se o seguimento distribuição dos parafusos, ilustrado pela Figura 4.15 a seguir.

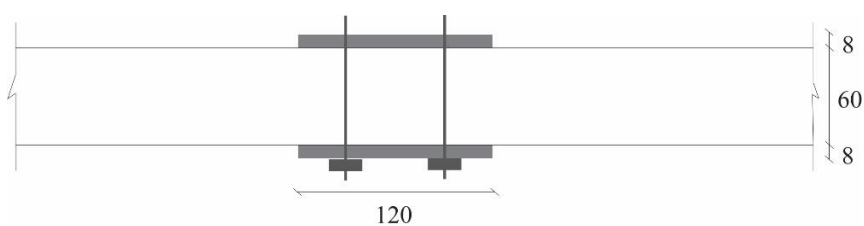
Figura 4.15 – Representação da ligação na seção A.



Fonte: Autores, 2019.

A Figura 4.16 demonstra a vista superior da ligação A, com o intuito de oferecer a visualização das chapas para interligação dos parafusos.

Figura 4.16 – Vista superior da ligação A.



Fonte: Autores, 2019.

4.4.3 Ligação na seção C

- Entalhe da peça inclinada

Como feito nos itens anteriores o entalhe entre os banzos é calculado considerando a resistência de projeto aos esforços de compressão e cisalhamento paralelo as fibras (f_{cd} , f_{vd}),

calculados pela Equação 2.26 do item 2.6.1, e também do esforço de compressão normal as fibras (f_{cnd}) encontrado pela Equação 2.29 do item 2.6.4 da revisão.

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 16 \text{ MPa} \\f_{vd} &= 1,867 \text{ MPa} \\f_{cnd} &= 4,76 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Cálculo da tensão resistente para uma face inclinada (f_{cbd}) de $38,65^\circ$, sendo calculada pela Equação 2.31 do item 2.6.5.

$$f_{cbd} = 8,33 \text{ MPa}$$

Profundidade necessária do dente, determinada pela Equação 2.79 do item 2.9.4.1 do referencial.

$$t \geq 11,41 \text{ mm}$$

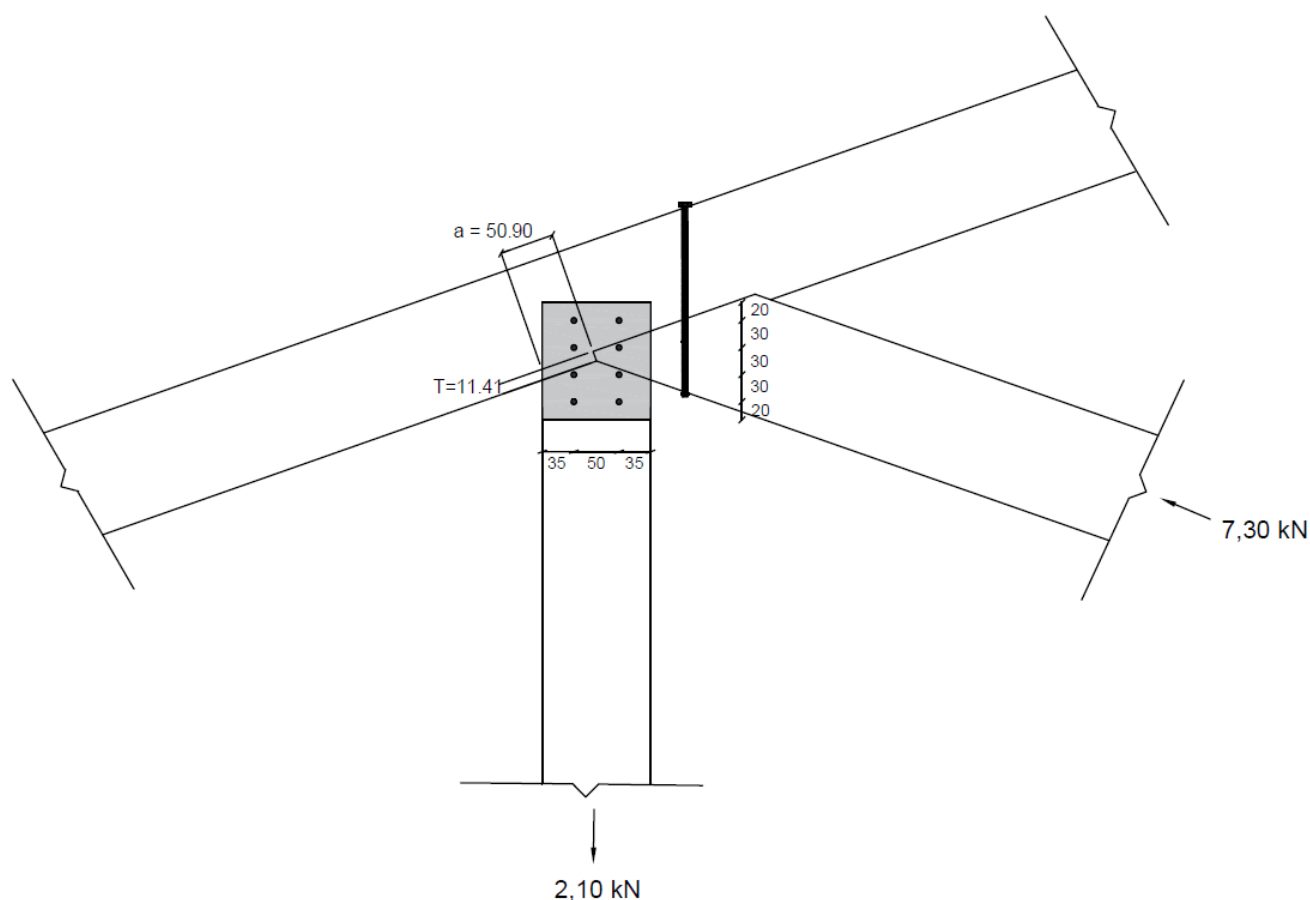
Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N ao banzo inferior, determinada pela Equação 2.80 do item 2.9.4.1.

$$\begin{aligned}a &> 50,90 \text{ mm} \\a &> 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Ligações parafusadas do montande com o banzo superior

Como a peça em análise para o cálculo da ligação é o B9, o mesmo utilizado para o dimensionamento feio no item 4.4.3, sendo submetido a esforços de tração paralela as fibras, pode-se considerar o seu dimensionamento o mesmo das ligações do item anterior. A seguir a Figura 4.17 representa esse cálculo.

Figura 4.17 - Representação da ligação na seção C.



Fonte: Autores, 2019.

4.4.4 Ligação na seção D

- Entalhe no pendural

Como feito nos itens anteriores o entalhe entre os banzos é calculado considerando a resistência de projeto aos esforços de compressão e cisalhamento paralelo as fibras (f_{cd} , f_{vd}), calculados pela Equação 2.26 do item 2.6.1, e também do esforço de compressão normal as fibras (f_{cnd}) encontrado pela Equação 2.29 do item 2.6.4 da revisão.

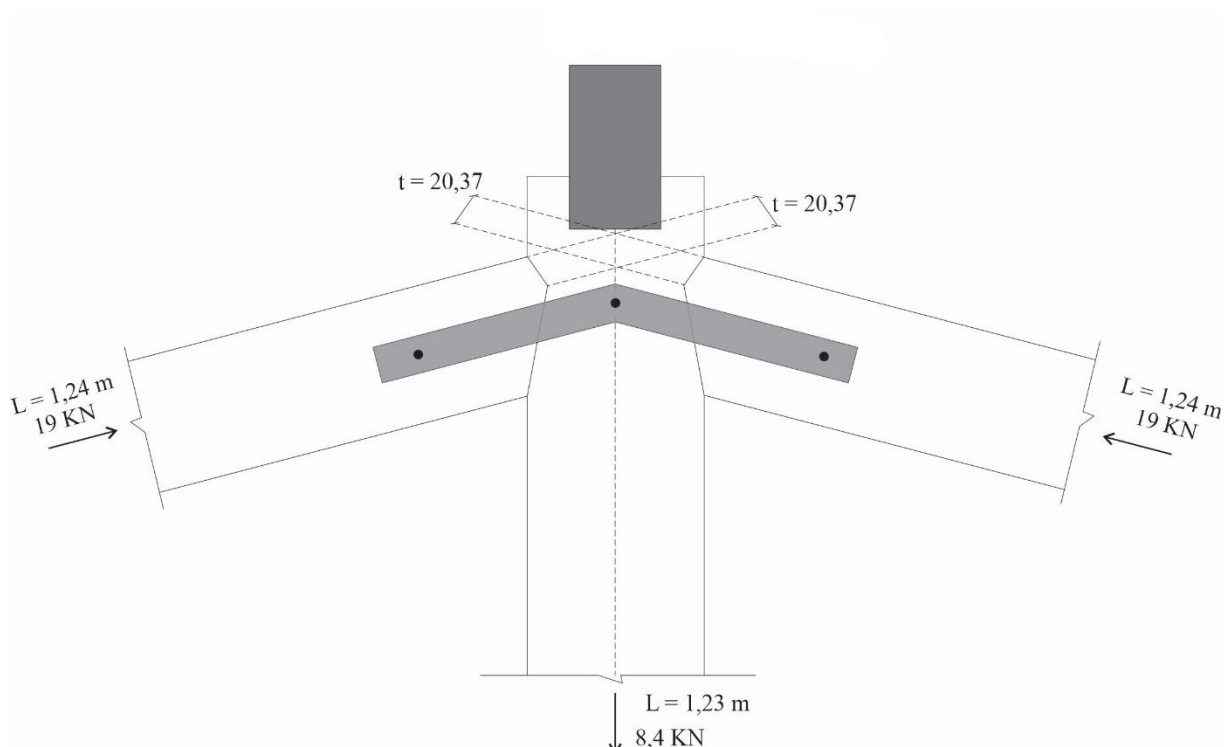
$$f_{cd} = 16 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 1,867 \text{ MPa}$$

$$f_{cnd} = 4,76 \text{ MPa}$$

Para dimensionamento do entalhe da peça inclinada representada na Figura 4.18, tem-se:

Figura 4.18 - Representação da ligação na seção D.



Fonte: Autores, 2019.

Cálculo da tensão resistente para uma face inclinada (f_{cbd}) de $7,28^\circ$, sendo calculada pela Equação 2.31 do item 2.6.5.

$$f_{cbd} = 15,42 \text{ MPa}$$

Profundidade necessária do dente, determinada pela Equação 2.79 do item 2.9.4.1 do referencial.

$$t \geq 20,37 \text{ mm}$$

Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N ao montante, determinada pela Equação 2.80 do item 2.9.4.1.

$$a > 64,64 \text{ mm}$$

$$a > 65 \text{ mm}$$

4.4.5 Ligação na seção E

- Entalhe do pendural

Como mostrado nos itens anteriores o entalhe entre os banzos é calculado considerando a resistência de projeto aos esforços de compressão e cisalhamento paralelo as fibras (f_{cd} , f_{vd}), calculados pela Equação 2.26 do item 2.6.1, e também do esforço de compressão normal as fibras (f_{cnd}) encontrado pela Equação 2.29 do item 2.6.4 da revisão. Para dimensionamento do entalhe da peça inclinada representada na Figura 4.19, tem-se:

$$\begin{aligned}f_{cd} &= 16 \text{ MPa} \\f_{vd} &= 1,867 \text{ MPa} \\f_{cnd} &= 4,76 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Cálculo da tensão resistente para uma face inclinada (f_{cbd}) de $31,39^\circ$, sendo calculada pela Equação 2.31 do item 2.6.5.

$$f_{cbd} = 9,75 \text{ MPa}$$

Profundidade necessária do dente, determinada pela Equação 2.79 do item 2.9.4.1 do referencial.

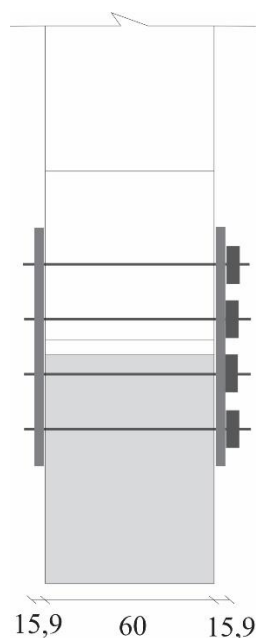
$$t \geq 10,65 \text{ mm}$$

Comprimento necessário para transmitir a componente horizontal do esforço N ao banzo inferior, determinada pela Equação 2.80 do item 2.9.4.1.

$$\begin{aligned}a &> 55,63 \text{ mm} \\a &> 56 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Ligações parafusadas do pendural com o banzo inferior.

Figura 4.19 – Representação da elevação da peça (vista lateral).



Fonte: Autores, 2019.

A Figura 4.19 ilustra a elevação necessária do montante para que não fique em contato com o banzo inferior, evitando assim os esforços de flexão da peça. Para esse detalhe foi usado a chapa de aço ASTM A36/SAE 1045 de espessura 15,9 mm. Como visto no item 2.9.2.3 da revisão, para a escolha dos parafusos deve-se definir a menor espessura t na peça analisada, dependendo do pino dividi-la para definição do seu diâmetro. Com a determinação da espessura utilizasse a Equação 2.71 do item 2.9.2.2 para o dimensionamento da pré-furação (d_0), sendo essa o parâmetro para a escolha do diâmetro comercial do parafuso.

$$t = 15,9 \text{ mm}$$

$$d_0 = 8,44 \text{ mm}$$

$$\text{Diâmetro comercial de } \frac{5}{16}$$

A tensão de embutimento do parafuso é determinada pela resistência de projeto na madeira, dependente do esforço que está sendo submetida, no caso, tração paralela às fibras, calculado pela Equação 2.26 do item 2.6.1.

$$f_{td} = 16,16 \text{ MPa}$$

Segundo Moliterno (2010), a determinação do valor de cálculo de resistência de um pino metálico proporcional a uma seção de corte depende da Equação 2.72 do item 2.9.2.3, estabelecendo um valor limite conforme Equação 2.73 do mesmo tópico. Onde o f_{vd} é encontrado pela Equação 2.78 do referencial.

$$f_{yd} = 545,45 \text{ MPa}$$

$$\beta < \beta_{lim}$$

$$1,88 < 7,26$$

$$OK!$$

De acordo com o resultado obtido, para o cálculo da resistência do pino (R_d) de uma seção de corte duplo (neste caso multiplica-se por 2), é determinado pelo mecanismo II – esmagamento local da madeira, determinado pela Equação 2.77 do item 2.9.2.3.

$$R_d = 462,20 \text{ N}$$

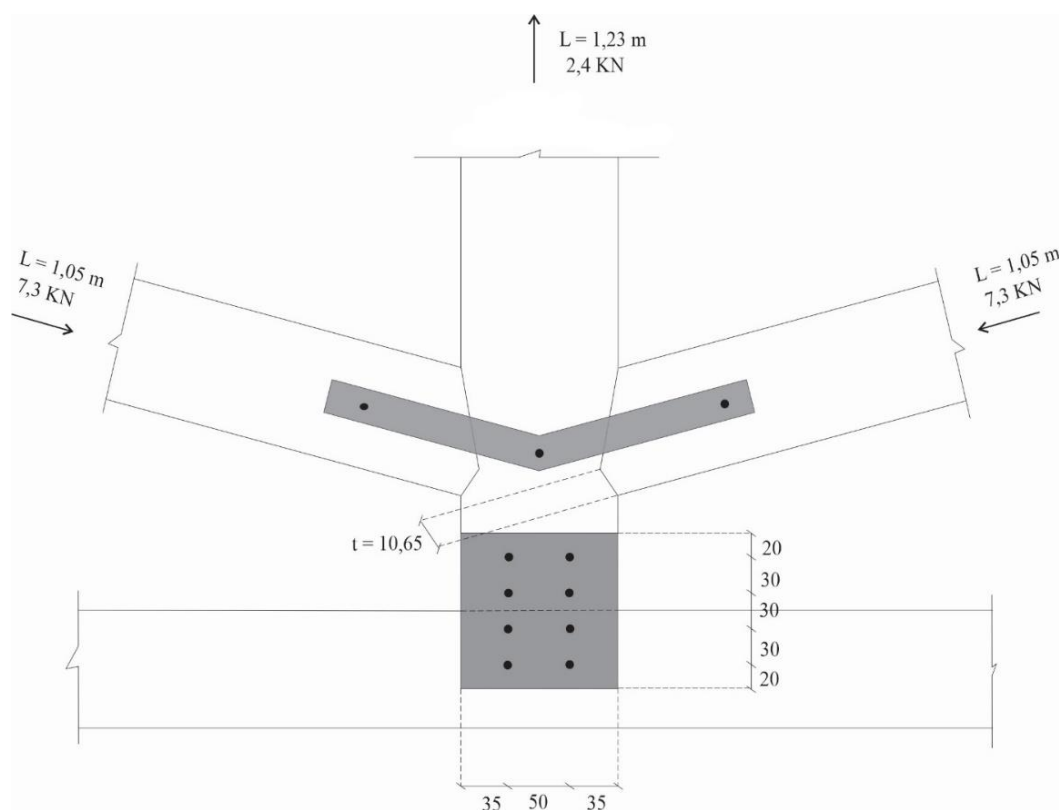
Com a resistência do pino estabelecida, é possível definir a quantidade de parafusos que será necessária nesta ligação (n_p), basta utilizar a Equação 4.25 do item 4.4.2, onde deve-se ter definido juntamente com a resistência o esforço que está sendo solicitado na peça (N_d).

$$n_p \geq 4,84 \text{ parafusos}$$

Observação: Para fins construtivos foi decidido adotar 8 parafusos, pois aumentará a resistência e tem melhor distribuição na chapa.

Conforme visto no item 2.9.3 para o espaçamento em ligações com pinos, foi adotado a seguinte distribuição dos parafusos na chapa de separação das peças, ilustrado pela Figura 4.20 a seguir.

Figura 4.20 - Representação da ligação na seção E.



Fonte: Autores, 2019.

4.4.6 Resumo das ligações

Tabela 4.2 - **Resumo das ligações.**

Ligação	Peças	Tipo de Ligação	Número de Parafusos	Profundidade do dente (t) Comprimento necessário para transmissão (a)
A	Diagonal com Banzo Inferior	Entalhe	$N.$	$t = 8,60 \text{ mm}; a = 60 \text{ mm}$
	Montante com Banzo Inferior	Parafusada	8	$N.$
B	Banzo superior com Banzo Inferior	Entalhe	$N.$	$t = 40 \text{ mm}; a = 270 \text{ mm}$
	Banzo superior com Diagonal	Entalhe	$N.$	$t = 11,41 \text{ mm}; a = 60 \text{ mm}$
C	Banzo Superior com Montante	Parafusada	8	$N.$
	Banzo Superior com Pendural	Entalhe	$N.$	$t = 20,37 \text{ mm}; a = 65 \text{ mm}$
E	Diagonal com Pendural	Entalhe	$N.$	$t = 10,65 \text{ mm}; a = 56 \text{ mm}$
	Banzo Inferior com Pendural	Parafusada	8	$N.$

Fonte: Autores, 2019.

Completado o cálculo das ligações em todas as seções da treliça, a Tabela 4.2 apresentada de forma resumida as predominantes das fixações por parafusos e o corte dos entalhes em cada seção.

5 CONCLUSÃO

Em vista dos argumentos apresentados se faz acreditar na credibilidade do dimensionamento em questão trazendo em conta o fato de que o memorial de cálculo supriu a expectativa da metodologia. Seguindo o sistema construtivo, o emprego da telha plan universal leva em consideração o fato de ser um elemento bastante utilizado no interior do Goiás. O Angelim-pedra (*Hymenolobium petraeum*) serrado foi definido em todas as peças da cobertura por ser uma madeira com alto nível de resistência permitindo a adesão de seções transversais comerciais e também por ser uma das madeiras mais usadas na construção civil ultimamente. A dureza mecânica do Angelim-pedra permite o emprego de ligações por entalhes, propriedade avaliada para o critério da escolha dessa madeira no projeto estudado.

As seções transversais das peças estruturais da trama apresentadas no memorial descritivo e seus respectivos vãos foram determinados seguindo os padrões mínimos da ABNT (NBR 7190, 1997) oferecendo uma praticabilidade do dimensionamento em caráter executivo. Os comprimentos da tesoura ditam o contexto da simetria, esse âmbito possibilita também levar esse dimensionamento para fins executivos oferecendo às profissionais seções facilmente encontradas no mercado atual do Brasil.

A análise dos efeitos de vento no dimensionamento teve um fator predominante na elaboração do memorial de cálculo, esse diagnóstico oferecido pelo *software VisualVentos*[®] acarretou uma clareza dessa ação na estrutura pelo motivo de que o vento é bastante influente em Goiás em certas épocas do ano. Prosseguindo com os estudos pode-se identificar o êxito na análise das terças, todas elas foram dimensionadas seguindo os passos do *software Jwood*[®]. As verificações de estabilidade das terças foram verificadas por equações no procedimento de cálculo mostrado no memorial, essa investigação do programa proporcionou um alto nível de certeza de que as peças realmente estão em condições de equilíbrio no sistema estrutural.

A tesoura Howe teve uma função crucial no dimensionamento, foi por meio dela que conseguiu-se garantir o vão de 7,63 metros de largura evitando outros sistemas construtivos que usariam apoios intermediários acarretando uma influência negativa na edificação rural, ambiente no qual deve sempre ter espaços adequados em sua área para o manuseio de animais. Após a obtenção dos esforços pelo *software Ftool*[®] mostrando através dos resultados o desenlace das verificações de tração e compressão, onde a madeira adotada consegue resistir as cargas normais da tesoura trazendo então a viabilidade na adequação da tesoura.

Nas ligações parafusadas da tesoura obtém-se uma agregação das chapas de aço, são peças leves com espessuras adequadas para um sistema eficaz onde os parafusos interligados a madeira vão manter uma fixação bastante resistente como apresentada no memorial, são ligações fáceis de serem executadas e não necessitam de uma mão-de-obra qualificada para o serviço. Ao contrário, as ligações por entalhes devem ser feitas cuidadosamente por que são ligações itinerantes ao atrito da madeira.

A escolha do entalhe nas ligações detalhadas no memorial obedece ao critério de que por serem peças inclinadas seria muito difícil a adequação de parafusos para a fixação das peças, no entanto o entalhe garantiu essa transmissão de esforços nas faces interligadas da madeira desde de que tenha a precisão dos cortes da madeira evitando folgas entre as faces das peças.

Por fim, o projeto cumpre seus objetivos, apresentados de forma técnica as condicionantes para o emprego de uma cobertura em madeira. Utilizando de seções comerciais e atribui perante as verificações a confiabilidade de adotar esse sistema estrutural, dirigindo então aos profissionais da área um método transparente com o uso da madeira na construção de coberturas com telhas cerâmicas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Propõe-se para trabalhos futuros:

- O cálculo das ligações fixadas por pregos nos elementos da trama com uma visão mais detalhada;
- A utilização de uma madeira conífera verificando se a mesma atende as condições de estabilidade e resistência;
- Utilizar ligações por chapas prensadas nos elementos da tesoura fazendo uma comparação com os resultados obtidos das ligações parafusadas e por entalhes;
- Calcular os pilares e fundações de toda a edificação trazendo então um projeto completo da estrutura;
- A elaboração de um orçamento físico-financeiro do projeto proporcionando uma visão sobre a viabilidade econômica do projeto;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMIFIX. **Parafuso de porca e arruela.** Disponível em: <<https://www.amifix.com.br/empresa-de-fixadores-em-sp/parafuso-porca-arruela> >. Acesso em: 09 Maio 2019.

ARCHDAILY. **Galeria de Frei Otto.** Disponível em: <<https://www.archdaily.com.br/br/763572/a-obra-de-frei-otto-em-dezimagens/>>. Acesso em: 25 Abril 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190:** Projeto de estruturas em madeira. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2003.

EFEITO JOULE. **Tensão e tensão de cisalhamento.** Disponível em: <<https://www.efeitojoule.com/2013/03/tensao-e-tensao-de-cisalhamento.html>>. Acesso em: 12 Maio 2019.

ENGIOBRA. **Cálculo da Área de um Retângulo.** Disponível em: <<https://engiobra.com/calculadoras/areas/retangulo> >. Acesso em: 22 Maio 2019.

FÓRUM DA CASA. **Coberto com estrutura em madeira.** Disponível em: <<https://forumdacasa.com/discussion/41916/coberto-com-estrutura-em-madeira> >. Acesso em: 08 Maio 2019.

GONZAGA, L. **Madeira: Uso e Conservação.** 6^a ed. Brasília, IPHAN/MONUMENTA, 2006.

INSTITUTO TECGRAF. **Ftool ganha versão 4.0.** Disponível em: <<https://www.mercureengenharia.com.br/single-post/2017/07/24/Ftool-ganha-versao-4>>. Acesso em: 20 Maio 2019.

JLC. **Currais Convencionais, Anti Stress, para Frigoríficos e Leite.** Disponível em: <<http://www.jlcsp.com.br/curral-currais-convencionais-anti-stress-para-frigorificos-e-leite/>>. Acesso em: 21 Maio 2019.

JUNIOR, C. **Coberturas em estruturas de madeira: exemplos de cálculo.** 1ª ed. São Paulo, PINI, 2010.

JUNIOR, C.; DIAS, A. **Utilização da madeira em construções rurais.** Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, v.1, p.71-77, 1997.

LEOROY MERLIN. **Telha Cerâmica.** Disponível em: <https://www.leroymerlin.com.br/telha-de-ceramica-plan-vermelho-15,2cm-ceramica-cruzado_88139443>. Acesso em: 03 Maio 2019.

LIMA, T.; ALMEIDA, T.; ALMEIDA, D.; CHRISTOFORO, A.; LAHR, F. **Propriedades físicas e mecânicas da madeira Tatajuba (*Bagassa guianensis*) proveniente de duas diferentes regiões brasileiras.** Revista Matéria, v.23, n.03, 2018.

MECASA. **Telha Plan Universal.** Disponível em: <<http://www.ceramicamecasa.com.br/?pg=produtos>>. Acesso em: 03 Maio 2019.

MOLINOS, R. **Revit Architecture.** Disponível em: <<https://www.modelical.com/en/gdocs/revit-arc-best-practices>>. Acesso em: 06 Outubro 2019.

MOLITERNO, A. **Caderno de projetos de telhados em estruturas de madeira.** 4ª ed. São Paulo, Blucher, 2010.

MORESCHI, J. **Propriedades da madeira.** 4ª ed. Curitiba, Departamento de Engenharia e Tecnologia Floresta, UFPR, 2014.

NATTERER, J. (1991). **Quality criteria for timber design.** In: **International Timber Engineering Conference**, London. Proceedings, v.2, p.19-26.

NETTO, C. **Autodesk Revit Architecture 2016**. 1ª ed. São Paulo, Saraiva, 2016.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Madeira**. 6ª ed. Rio de Janeiro, LTC, 2003.

ROSSI, FABRICIO. **Tipos de Telhas e suas Características**. Disponível em: <<https://pedreiro.com.br/tipos-de-telhas-e-suas-caracteristicas>>. Acesso em: 02 Maio 2019.

SEGUNDINHO, P.; REGAZZI, A.; POLETTI, F.; PAULA, M.; MENDONÇA, A.; GONÇALVES, F. **Varição dos módulos de elasticidade e ruptura em madeira de cedro-australiano por meio de ensaios não destrutivo e destrutivo**. *Ciencia florestal*, v.28, n.3, 2018.

VARELA, M. **Estruturas Metálica e Madeira**. Disponível em: <<https://docente.ifrn.edu.br/marciovarela/disciplinas/estruturas-metalicas-e-madeira>>. Acesso em: 03 Maio 2019.

VALDECIR. **Telhas em Vários Acabamentos**. Disponível em: <<https://www.construdeia.com/telhas-em-varios-acabamentos/nggallery/slideshow>>. Acesso em: 02 Maio 2019.

ZANGIÁCOMO, A. L. **Emprego de espécies tropicais alternativas na produção de elementos estruturais de madeira laminada colada**. 2003, 103p. Dissertação (Mestrado em engenharia das estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos.

3ES ENGENHARIA. Disponível em: <<https://www.3es.eng.br/ensino>>. Acesso em: 20 Maio 2019.

ANEXO A – CATÁLOGO SCAÇOS



- Outras espessuras sob consulta
- Acima de 127mm (5") o material é fornecido em placas
- Peso estimado poderá sofrer alterações

Chapas ASTM A-36 / SAE 1045				
Espessura		Qualidade		kg/m ²
(mm)	(pol)			
3,18	1/8"		SAE 1045	24,96
4,75	3/16"		SAE 1045	37,29
6,35	1/4"	ASTM A-36	SAE 1045	49,85
8	5/16"	ASTM A-36	SAE 1045	62,8
9,53	3/8"	ASTM A-36	SAE 1045	74,81
12,7	1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	99,7
15,9	5/8"	ASTM A-36	SAE 1045	124,66
19,1	3/4"	ASTM A-36	SAE 1045	149,54
22,2	7/8"	ASTM A-36	SAE 1045	174,51
25,4	1"	ASTM A-36	SAE 1045	199,39
31,8	1 1/4"	ASTM A-36	SAE 1045	249,24
38,1	1 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	299,09
41,3	1 5/8"	ASTM A-36	SAE 1045	324,05
44,5	1 3/4"	ASTM A-36	SAE 1045	348,93
50,8	2"	ASTM A-36	SAE 1045	398,78
57,2	2 1/4"	ASTM A-36	SAE 1045	448,63
63,5	2 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	498,48
76,2	3"	ASTM A-36	SAE 1045	598,17
88,9	3 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	697,87
102	4"	ASTM A-36	SAE 1045	797,56
114	4 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	897,26
127	5"	ASTM A-36	SAE 1045	996,95
140	5 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	1096,65
152	6"	ASTM A-36	SAE 1045	1196,34
165	6 1/2"	ASTM A-36	SAE 1045	1296,04
178	7"	ASTM A-36	SAE 1045	1395,73
203	8"	ASTM A-36	SAE 1045	1595,12
229	9"	ASTM A-36	SAE 1045	1794,51
254	10"	ASTM A-36	SAE 1045	1993,9
279	11"	ASTM A-36	SAE 1045	2193,29

Chapas finas a quente			
mm	MSG/POL	Qualidade	Kg/m ²
2	14	1008/10	15,7
2,25	13	1008/10	17,66
2,65	12	1008/10	20,8
3	11	1008/10	23,55
3,35	10	1008/10	26,3
3,75	9	1008/10	29,44
4,25	8	1008/10	33,36
4,75	3/16"	1008/10	37,29
6,35	1/4"	1008/10	49,85
8	5/16"	1008/10	62,8
9,53	3/8"	1008/10	74,81
12,7	1/2"	1008/10	99,7
15,88	5/8"	1008/10	124,66
19,05	3/4"	1008/10	149,54

Chapas finas a frio			
mm	MSG	Qualidade	kg/m ²
0,6	24	1008/10	4,71
0,9	20	1008/10	7,07
1,2	18	1008/10	9,42
1,5	16	1008/10	11,78
1,9	14	1008/10	14,92

Material: Inox 430	
mm	kg/m ²
0,5	3,93
1	7,85
1,5	11,78
2	15,7
3	23,55

Material: Inox 304	
mm	kg/m ²
0,5	3,93
1	7,85
1,5	11,78
2	15,7
2,5	19,63
3	23,55
4	31,4
5	39,25
6	47,1
7	54,95
8	62,8
9	70,65
10	78,5
12	94,2

Material: Inox 304	
mm	kg/m ²
1	2,8
1,2	3,36
1,5	4,2
2	5,6
3	8,4
4	11,2
5	14
6	16,8
8	22,4
10	28

Galvanizada	
mm	kg/m ²
0,95	7,45
1,25	9,81
1,55	12,17
1,95	15,31
2,65	20,8

Chapa Piso Xadrez		
mm	Pol	Kg/m ²
3,18	1/8"	26,21
4,75	3/16"	38,15
6,35	1/4"	52,54
8	5/16"	65,94
9,53	3/8"	78,55

Visite nosso site

www.scacos.com.br

ANEXO B – CATÁLOGO INDUFIX

INDUFIX
PARAFUSOS E PORCAS



Parafusos
Porcas
Arruelas

E Toda Linha de **Fixadores**



CATÁLOGO GERAL

<p>■ Parafuso Francês</p> 	<p>■ Parafuso ASTM A307 B</p> 
<p>■ Parafuso Sextavado</p> 	<p>■ Parafuso ASTM A394 T0</p> 
<p>■ Parafuso Sextavado Interno Cabeça Cilíndrica</p> 	<p>■ Barra Roscada e Estojo A193 B7</p> 
<p>■ Parafuso Sextavado Interno Cabeça Chata</p> 	<p>■ Parafuso Sextavado Flangeado DIN 6921</p> 
<p>■ Parafuso Sextavado Interno Cabeça Abaulada</p> 	<p>■ Parafuso Cabeça Sextavada Rosca Soberba</p> 
<p>■ Parafuso Sextavado Interno Sem Cabeça</p> 	<p>■ Parafuso Rosca Máquina Trilobular Cabeça Painel</p> 
<p>■ Bujão de Pressão</p> 	<p>■ Parafuso Rosca Máquina Trilobular Cabeça Chata</p> 

CONVERSÃO DE POLEGADAS E MILÍMETROS

Polegadas	0"	1"	2"	3"	4"	5"	6"	7"	8"	9"
0	-	25,400	50,800	76,200	101,600	127,000	152,400	177,800	203,200	228,600
1/32"	0,794	26,194	51,594	76,994	102,394	127,794	153,194	178,594	203,994	229,394
1/16"	1,588	26,988	52,388	77,788	103,188	128,588	153,988	179,388	204,788	230,188
3/32"	2,381	27,781	53,181	78,581	103,981	129,381	154,781	180,181	205,581	230,981
1/8"	3,175	28,575	53,975	79,375	104,775	130,175	155,575	180,975	206,375	231,775
5/32"	3,969	29,369	54,769	80,169	105,569	130,969	156,369	181,769	207,169	232,569
3/16"	4,763	30,163	55,563	80,963	106,363	131,763	157,163	182,563	207,963	233,363
7/32"	5,556	30,956	56,356	81,756	107,156	132,556	157,956	183,356	208,756	234,156
1/4"	6,350	31,750	57,150	82,550	107,950	133,350	158,750	184,150	209,550	234,950
9/32"	7,144	32,544	57,944	83,344	108,744	134,144	159,544	184,944	210,344	235,744
5/16"	7,938	33,338	58,738	84,138	109,538	134,938	160,338	185,738	211,138	236,538
11/32"	8,731	34,131	59,531	84,931	110,331	135,731	161,131	186,531	211,931	237,331
3/8"	9,525	34,925	60,325	85,725	111,125	136,525	161,925	187,325	212,725	238,125
13/32"	10,319	35,719	61,119	86,519	111,919	137,319	162,719	188,119	213,519	238,919
7/16"	11,113	36,513	61,913	87,313	112,713	138,113	163,513	188,913	214,313	239,713
15/32"	11,906	37,306	62,706	88,106	113,506	138,906	164,306	189,706	215,106	240,506
1/2"	12,700	38,100	63,500	88,900	114,300	139,700	165,100	190,500	215,900	241,300
17/32"	13,494	38,894	64,294	89,694	115,094	140,494	165,894	191,294	216,694	242,094
9/16"	14,288	39,688	65,088	90,488	115,888	141,288	166,688	192,088	217,488	242,888
19/32"	15,081	40,481	65,881	91,281	116,681	142,081	167,481	192,881	218,281	243,681
5/8"	15,875	41,275	66,675	92,075	117,475	142,875	168,275	193,675	219,075	244,475
21/32"	16,669	42,069	67,469	92,869	118,269	143,669	169,069	194,469	219,869	245,269
11/16"	17,463	42,863	68,263	93,663	119,063	144,463	169,863	195,263	220,663	246,063
23/32"	18,256	43,656	69,056	94,456	119,856	145,256	170,656	196,056	221,456	246,856
3/4"	19,050	44,450	69,850	95,250	120,650	146,050	171,450	196,850	222,250	247,650
25/32"	19,844	45,244	70,644	96,044	121,444	146,844	172,244	197,644	223,044	248,444
13/16"	20,638	46,038	71,438	96,838	122,238	147,638	173,038	198,438	223,838	249,238
27/32"	21,431	46,831	72,231	97,631	123,031	148,431	173,831	199,231	224,631	250,031
7/8"	22,225	47,625	73,025	98,425	123,825	149,225	174,625	200,025	225,425	250,825
29/32"	23,019	48,419	73,819	99,219	124,619	150,019	175,419	200,819	226,219	251,619
15/16"	23,813	49,213	74,613	100,013	125,413	150,813	176,213	201,613	227,013	252,413
31/32"	24,606	50,006	75,406	100,806	126,206	151,606	177,006	202,406	227,806	253,206