



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS DO SERTÃO

Teotonio Miguel Correia da Silva

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DE RESISTÊNCIA DE PILARES DE
MADEIRA DE SEÇÃO COMPOSTA NO MUNICÍPIO DE DELMIRO
GOUVEIA - AL**

Delmiro Gouveia - AL

2017



Teotonio Miguel Correia da Silva

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DE RESISTÊNCIA DE PILARES DE
MADEIRA DE SEÇÃO COMPOSTA NO MUNICÍPIO DE DELMIRO
GOUVEIA - AL**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Msc. Karlisson André Nunes da Silva.

Delmiro Gouveia - AL

2017

S586a Silva, Teotonio Miguel Correia da

Análise de estabilidade e de resistência de pilares de madeira
de seção composta no município de Delmiro Gouveia – AL /
Teotonio Miguel Correia da Silva. - 2017.

87f .: il.

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de
Alagoas, Delmiro Gouveia, 2017.

Orientação: Prof. Me. Karlisson André Nunes da Silva.

1. Construção Civil. 2. Madeira 3. Pilar. 4. Resistência.

CDU 624.011

AUTOR: TEOTONIO MIGUEL CORREIA DA SILVA

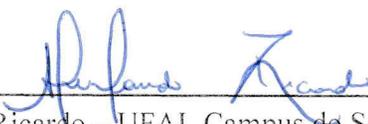
**ANÁLISE DE ESTABILIDADE E DE RESISTÊNCIA DE PILARES
DE MADEIRA DE SEÇÃO COMPOSTA NO MUNICÍPIO DE
DELMIRO GOUVEIA - AL**

Este trabalho de conclusão de curso foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo professor orientador e pelo Colegiado do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas – Campus do Sertão, em 07 de Dezembro de 2017.



Prof. Msc. Karlisson André Nunes da Silva – UFAL Campus do Sertão (Orientador)

Banca examinadora:



Prof. Msc. Alverlando Silva Ricardo – UFAL Campus do Sertão (Avaliador interno)



Prof. Msc. Vinicius Costa Correia – UFAL Campus do Sertão (Avaliador interno)



Prof. Msc. Karlisson André Nunes da Silva – UFAL Campus do Sertão

(Avaliador interno)

Dedico esse trabalho à minha família, em especial à minha avó Iraci Ferreira (*in memoriam*), com todo meu amor e gratidão. Obrigado pelo amor, carinho e por tudo que me proporcionou ao longo de minha vida.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que me abençoou em todos os momentos da minha vida e por estar me proporcionando esta oportunidade.

A minha mãe, Maria da Glória, pelo amor, dedicação e incentivo que me deu em toda minha vida. Mãe você sempre foi meu espelho, obrigado por tudo.

Aos familiares e amigos, que acompanharam de perto minha trajetória e dos quais recebi apoio em momentos importantes.

Aos meus amigos Gustavo Batista, José Arthur e Yuri Dantas companheiros acadêmicos.

Ao professor Msc. Karlisson André, por toda dedicação e orientação segura.

A todos aqueles que de alguma forma ajudaram na minha formação, o meu muito obrigado.

RESUMO

Apesar de ser largamente utilizada nas estruturas de telhados, a madeira é pouco aplicada em outros tipos de estruturas das edificações brasileiras. Porém não é difícil encontrar construções, nas quais, a madeira é aplicada sem nenhuma unificação estrutural, sobre tudo, nas residências de menor padrão. Essa prática inadequada, gera custos adicionais e não garante a segurança estrutural, assim é necessário desenvolver estudos que promovam a redução do índice de perdas da matéria prima e a segurança das técnicas utilizadas na confecção das estruturas. Dessa forma, esse trabalho envolve a análise de 15 pilares de madeira de seção composta, localizados na cidade de Delmiro Gouveia – AL, de acordo com os métodos descritas na NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira (1997). No estudo foram feitas as verificações, de estabilidade e de resistência, apenas nas estruturas asseguradas pela norma e a inspeção das características construtivas e geométricas dos pilares. Enfim, no que refere-se aos resultados, o procedimento da análise estabilidade e de resistência atendem as exigências, porém foi possível perceber o não cumprimento das técnicas construtivas dos pilares de madeira estabelecidas por esta norma.

Palavras-chave: Madeira. Construção Civil. Pilar de Seção Composta.

ABSTRACT

Although it is widely used in roof structures, wood is poorly applied in other types of structures in Brazilian buildings. However, it is not difficult to find constructions, in which, the wood is applied without any structural unification, above all, in the residences of lower standard. This improper practice generates additional costs and does not guarantee structural safety, so it is necessary to develop studies that promote the reduction of the raw material loss index and the safety of techniques used in the construction of structures. In this way, this work involves the analysis of 15 composite section wood pillars, located in the city of Delmiro Gouveia - AL, according to the methods described in NBR 7190 - Timber Structures Project (1997). In the study, stability and resistance checks were performed only on the structures ensured by the standard and the constructive's inspection and geometrical pillars' characteristics. Finally, in terms of results, the procedure of stability analysis and resistance meet the requirements, but it was possible to perceive the non-compliance with the construction techniques of the wooden pillars established by this standard.

Keywords: Wood. Civil Construction. Composite Section Pillar.

]

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Método de secagem artificial da madeira.	17
Figura 2 – Sistema treliçado utilizado em coberturas.	18
Figura 3 – (a), (b) Abrigos pré-históricos.....	19
Figura 4 – Cruzes de Santo André.....	20
Figura 5 – Casa na arvore, Nova Guine.	20
Figura 6 – Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas.....	21
Figura 7 – (a) Desenho esquemático da anatomia de uma conífera, (b) Desenho esquemático da anatomia de uma dicotiledônea.	22
Figura 8 – Defeitos na madeira: Nós.....	23
Figura 9 – Defeitos na madeira: Fendas.	23
Figura 10 – Defeitos na madeira: Gretas ou Ventas.....	24
Figura 11 – Defeitos na madeira: Abaulamento.....	24
Figura 12 – Defeitos na madeira: Arqueadura.	24
Figura 13 – Defeitos na madeira: Abaulamento.....	25
Figura 14 – Defeitos na madeira: Esmoadada ou quina morta.	25
Figura 15 – Imagem de satélite da região de estudo	28
Figura 16 – Histórico de umidade relativa do ar em Delmiro Gouveia – AL de outubro de 2016 a setembro de 2017.	29
Figura 17 – Peças solidarizadas descontinuamente.....	30
Figura 18 – Isopletas de velocidade básica V_o (m/s).....	36
Figura 19 – (a) Pilar 10, (b) Estrutura de cobertura do pilar 10.	50
Figura 20 – planta de cobertura do pilar 10.	51
Figura 21 – posicionamento das terças da cobertura.....	51
Figura 22 – Representação do segmento EB e sua área de influência.	52
Figura 23 – Representação dos esforços do segmento EB.....	52
Figura 24 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento EB.	53
Figura 25 – Representação do segmento DA e sua área de influência.....	53
Figura 26 – Representação dos esforços do segmento DA.	53
Figura 27 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento DA.....	54
Figura 28 – Representação do segmento AC e sua área de influência.....	54
Figura 29 – Representação dos esforços do segmento AC.	54
Figura 30 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento AC.....	55

Figura 31 – Telha colonial.....	56
Figura 32 – Vigas apoiadas no pilar 10.....	65
Figura 33 – Pilar 06.....	73
Figura 34 – Fixação do espaçador com dois pinos no Pilar 05.....	74

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento.....	31
Tabela 2: Valores de $k_{mod,1}$	33
Tabela 3: Classes de umidade.....	34
Tabela 4: Valores de $k_{mod,2}$	34
Tabela 5: Dados para cálculo simplificado de telhas convencionais de madeira.	35
Tabela 6: Fator de rugosidade S_2	38
Tabela 7: Valores mínimos do fator estatístico S_3	38
Tabela 8: Classes de carregamento.....	39
Tabela 9: Ações permanentes de pequena variabilidade.	40
Tabela 10: Ações permanentes de grande variabilidade.....	41
Tabela 11: Ações permanentes indiretas.	41
Tabela 12: Ações variáveis.....	42
Tabela 13: Fatores de combinação e de utilização.	42
Tabela 14: Coeficiente de fluência (Φ).	47
Tabela 15: Valores das cargas provenientes do carregamento permanente.	55
Tabela 16: Valores das cargas provenientes da pressão do vento e carregamento de manutenção.....	57
Tabela 17: Valores de cálculo das combinações de ações variáveis.	59
Tabela 18: Valores do índice de esbeltez do eixo x.....	63
Tabela 19: Valores do índice de esbeltez do eixo y.....	64
Tabela 20: Resultados da verificação de estabilidade em relação ao eixo X.	67
Tabela 21: Resultados da verificação de estabilidade em relação ao eixo Y.	70
Tabela 22: Resultados da verificação de resistência.....	72
Tabela 23: Resultados das verificações do Pilar 10.....	75

LISTA DE SIMBOLOS

Letras romanas maiúsculas

A - Área da seção transversal da seção composta;

A₁ - Área da seção transversal da peça isolada;

F_E - Carga crítica de Euler;

I₁ - Momento de inercia da peça isolada, em relação ao eixo x;

I₂ - Momento de inercia da peça isolada, em relação ao eixo y;

I_x - Momento de inercia da seção composta, em relação ao eixo x;

I_y - Momento de inercia da seção composta, em relação ao eixo y;

I_{y,ef} - Momento de inercia efetivo da seção composta, em relação ao eixo y;

L - Comprimento total do pilar;

L₁ - Distância entre os espaçadores;

N_d - valor de cálculo do esforço normal de compressão;

N_{gk} - força normal devido a carga permanente;

N_{qk} - força normal devido a carga variável;

M_d - Momento de segunda ordem;

W - Módulo de resistência;

Letras romanas minúsculas

a₁ - Distância entre os centros de massa da seção composta e da peça isolada;

b₁ - Menor dimensão da seção transversal da peça isolada;

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

e_a - Excentricidade mínima;

e_i - Excentricidade inicial;

e_c - Excentricidade suplementar;

e_{1,ef} - Excentricidade total;

$f_{c0,d}$ - Resistência da madeira.

h_1 - Maior dimensão da seção transversal da peça isolada;

m - Número de intervalos (L_1) que o comprimento total do pilar é dividido;

n - Número de peças que compõe a seção composta;

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

Letras gregas minúsculas

β_1 - Fator para o cálculo do momento de inercia efetivo;

θ - Inclinação média do talude ou encosta do morro;

λ_x - Índice de esbeltez do eixo x;

λ_y - Índice de esbeltez do eixo y;

$\sigma_{c0,d}$ - valor de cálculo da tensão de compressão;

$\sigma_{My,d}$ - Tensão compressão devido ao momento fletor, em relação ao eixo y;

$\sigma_{N,d}$ - Tensão compressão devido a força normal;

Φ - coeficiente de fluência;

Ψ_1 - Fator de utilização;

Ψ_2 - Fator de utilização;

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Justificativa	16
1.2	Objetivos	16
1.2.1	Geral	16
1.2.2	Específico	16
2	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Madeira como material de construção	17
2.2	Processo evolutivo da utilização da madeira na construção civil	19
2.3	Estrutura biológica da madeira	21
2.3.1	Microestrutura da madeira	22
2.3.2	Fatores que influenciam nas propriedades da madeira	23
2.4	Classificação das madeiras na construção civil	25
2.5	Produção e consumo de madeira no Brasil	26
3	METODOLOGIA	28
3.1	Caracterização da área	28
3.2	Coleta de dados	29
3.3	Cálculo das propriedades da madeira	30
3.4	Cargas e esforços que atuam nos pilares	35
3.4.1	Carregamento permanente	35
3.4.2	Carregamento acidental	35
3.5	Combinação de ações em Estado Limite Últimos (ELU)	39
3.5.1	Combinações ultimas normais	40
3.5.2	Coeficientes para as combinações nos estados limites últimos	40
3.6	Critérios de dimensionamento para pilares de madeira	43
3.6.1	Peças solicitadas por compressão axial	43
3.6.2	Peças solicitadas por flexo-compressão	44

3.6.3	Verificação de peças solidarizadas descontinuamente	47
4	RESUTADOS E DISCUSSÕES.....	50
4.1	Análise das cargas e esforços atuantes nos pilares.....	50
4.1.1	Análise das ações permanentes.....	50
4.1.2	Análise das ações variáveis	56
4.1.3	Valores das combinações das cargas	58
4.2	Propriedades da madeira	59
4.2.1	Estimativa da resistência da madeira.....	60
4.2.2	Estimativa de rigidez	61
4.3	Verificação da estabilidade	61
4.4	Verificação da resistência.....	71
4.5	Verificação dos critérios de execução dos pilares	73
4.6	Resumo das verificações do Pilar 10	75
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	76
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	77
	APÊNDICE A: Fotos dos Pilares Analisados	80

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é reconhecido mundialmente pela riqueza da biodiversidade de suas florestas. Por ser um recurso natural, largamente disponível em várias regiões do mundo e por possuir um preço consideravelmente baixo, a madeira é um material frequentemente utilizado. Na construção civil é considerado um material sustentável que se comporta bem a esforços de compressão e tração. Dessa forma, pode-se fazer o uso da madeira como elemento estrutural, ou seja, como pilares, vigas, estrutura de cobertura, entre outros. Para isso, é necessário verificar o uso correto da madeira nessas estruturas e ter um conhecimento de suas características físicas e mecânicas.

É importante que toda atividade executada na construção civil seja acompanhada por um profissional capacitado que garanta um dimensionamento correto da estrutura. No dimensionamento de estruturas de madeira a NBR 7190/1997 – Projetos de Estruturas de Madeira, estabelece as exigências que devem ser seguidas no projeto, na execução e no controle das estruturas derivadas de madeira.

O dimensionamento preliminar de uma estrutura de madeira de modo otimizado e obedecendo as orientações que a norma estabelece, são formas de reduzir o índice de perdas que estruturas mal dimensionadas podem acarretar. Dessa maneira, o presente trabalho busca analisar o dimensionamento e as técnicas construtivas, de pilares, supostamente, não dimensionados de acordo com a NBR 7190 (1997), através de um estudo de caso, de uma parcela significativa de pilares de madeira de seção composta no município de Delmiro Gouveia –AL.

Este trabalho tem como ponto inicial a apresentação da aplicação da madeira como material de construção desde seus primeiros registros na história até os dias atuais, suas principais características e as informações necessárias para utilização desse material na construção civil. Em seguida, é apresentada a metodologia utilizada para chegar nos objetivos estabelecidos, que baseia-se no procedimento exposto pela NBR 7190 (1997). Logo após, são apresentados o cálculo detalhado das verificações de um pilar (Pilar 10), os resultados dos demais e as observações dos mesmos. Finalmente, serão apresentadas as considerações finais sobre os resultados obtidos no decorrer do trabalho.

1.1 Justificativa

Grande parte das construções de pilares de madeira, no Brasil, não são projetadas e construídas por profissionais especializados em madeira. Essa prática resulta em estruturas inseguras, caras e de baixa durabilidade, refletindo negativamente, o uso da madeira como material estrutural. Nessa situação, o presente trabalho se justifica na necessidade de averiguar a eficácia que a madeira vem sendo utilizada nas construções.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Analisar as dimensões, estabilidade e resistência de 15 (quinze) pilares de madeira de seção composta de estruturas situadas na cidade de Delmiro Gouveia – AL.

1.2.2 Especifico

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Analisar as características construtivas e geométricas dos pilares;
- Estimar as cargas atuantes nos pilares de madeira analisados;
- Verificar a resistência e a estabilidade dos pilares.
- Verificação dos critérios de execução dos pilares.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Madeira como material de construção

A madeira é, certamente, um dos materiais de construção mais antigo por sua disponibilidade na natureza e sua referente facilidade de manuseio. Comparada a outros materiais de construção convencionais utilizados atualmente, a madeira apresenta excelentes características favoráveis ao uso em construção, tais como a facilidade de fabricação de diversos produtos industrializados e bom isolamento térmico (PFEIL, 2003).

De acordo com Brito (2010), outras características positivas que a madeira possui e que se destacam na construção civil é o seu baixo peso, baixo consumo energético no processamento, alta resistência mecânica, capacidade de suportar sobrecargas de curta duração sem efeitos nocivos, disponibilidade no mercado, fácil manuseio e grande vida útil.

Apesar de todos os benefícios que o uso da madeira proporciona, a mesma somente foi reconhecida como material moderno de construção, com condições de atender as exigências de técnicas construtivas recentemente implementadas, quando vários processos de melhoramento foram desenvolvidos e permitiram anular as características negativas que a madeira apresenta no seu estado natural. Alguns desses processos utilizados são: secagem artificial controlada (Figura 1), tratamentos de preservação, transformação nos laminados, entre outros (COUTINHO, 1999).



Figura 1 – Método de secagem artificial da madeira.

Fonte: <<https://construfacilrj.com.br/metodos-para-secagem-da-madeira/>>. Acesso em: 10 de agosto de 2017.

A Figura 1 ilustra uma estufa, que são instalações que tornam possível o controle da temperatura do ar e da umidade, possibilitando a aplicação do programa de secagem adequado a cada tipo de madeira, obtendo em pouco tempo o teor de umidade desejado (GONZAGA, 2006).

O desenvolvimento da indústria de produtos derivados da madeira surgiu pelo consumo cada vez maior de materiais de construções e as crescentes dificuldades para a obtenção de madeira bruta com dimensões e qualidade adequadas as diversas necessidades, juntamente com a grande explosão da tecnologia de fabricação ocorrido pouco antes da metade do século XIX (STAMATO, 1998)

No Brasil, as principais utilizações da madeira na construção civil são em (CALIL JUNIOR et al., 2003):

- Coberturas (residenciais, comerciais, industriais, construções rurais);
- Cimbramentos (estruturas de concreto armado e protendido);
- Armazenamentos (silos verticais e horizontais);
- Linhas de transmissão (energia elétrica, telefonia);
- Meios de transporte (barcos, carroceria, vagões de trem, dormentes);

É importante destacar o uso da madeira como elemento estrutural os quais vêm evoluindo em função dos diversos produtos industrializados. De certa forma o sistema estrutural mais utilizado é o sistema treliçado aplicado em coberturas (figura 2) de residências, indústrias e pontes. Outros sistemas estruturais adotados para estruturas em madeira são: pórticos de um andar para galpões, pórticos de vários andares para edificações, arcos e abóbadas (PFEIL, 2003).



Figura 2 – Sistema treliçado utilizado em coberturas.

Fonte: <<http://madegrandemadeiras.com.br/home/portfolio-types/madeiras-para-construcao/>>.

A Figura 2 exemplifica a aplicação da madeira em estruturas de coberta, nesse caso verifica-se a utilização de madeira de seção retangular em um sistema de treliças.

2.2 Processo evolutivo da utilização da madeira na construção civil

O homem, desde seu aparecimento, vem aperfeiçoando a técnica e a arte de trabalhar a madeira. Começando por um processo manual e primitivo, a imaginação e a criatividade do homem permitiu que o mesmo conseguisse tirar proveito para a execução de variados objetos, produtos e abrigos para se proteger do clima e dos animais através da utilização de troncos e ramos mesclados com peles de animais caçados. Os abrigos eram construídos em formato cônico constituídos por galhos entrelaçados, cobertos por folhas e peles de animais (figura 3) (LOURENÇO e BRANCO, 2012).



(a)

(b)

Figura 3 – (a), (b) Abrigos pré-históricos.

Fonte: Lourenço e Branco (2012).

Na idade antiga com o aparecimento e o desenvolvimento, as primeiras civilizações não tinham acesso a madeira, por habitarem em planícies de território árido e sem florestas. Regiões que praticamente a madeira é escassa. A madeira também era utilizada para outros fins como andaimes, por ser considerada de baixa qualidade para o uso estrutural. Mas foi na Noruega e na Escandinávia que descobriram vestígios de casas de madeira, onde os troncos eram posicionados horizontalmente ou verticalmente unidos entre si (LOURENÇO e BRANCO, 2012).

Na idade média, destacou-se a utilização da madeira no processo de triangulação, que é a união de uma madeira horizontal com uma vertical por meio de uma diagonal, formando um formato de cruz (figura 4). Posteriormente no mesmo século com a constate evolução do continente europeu, técnicas foram desenvolvidas para solucionar problemas de deterioração da madeira.

Conseqüentemente os troncos que eram utilizados foram substituídos por tábuas ou troncos de seção retangular, aumentando a estanqueidade e a estabilidade das construções (LOURENÇO e BRANCO, 2012).

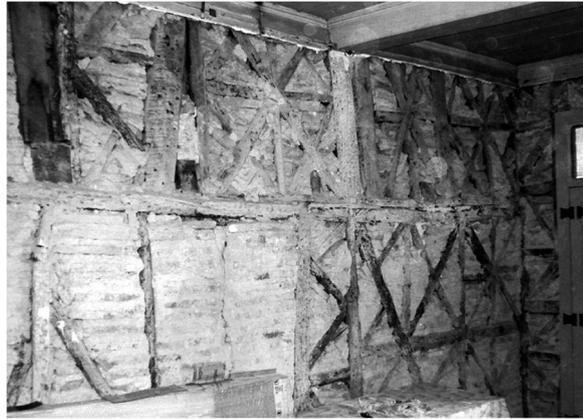


Figura 4 – Cruzes de Santo André.

Fonte: Lourenço e Branco (2012).

Uma tipologia diferente de tantas outras é encontrada na Índia e Nova Guiné, onde a construção das casas são no alto das arvores (Figura 5). Toda sua construção é basicamente em madeira, a cobertura do teto é sustentada por pilares de bambu enterrados no solo, erguidos no ar em forma de arcos (LOURENÇO e BRANCO, 2012).

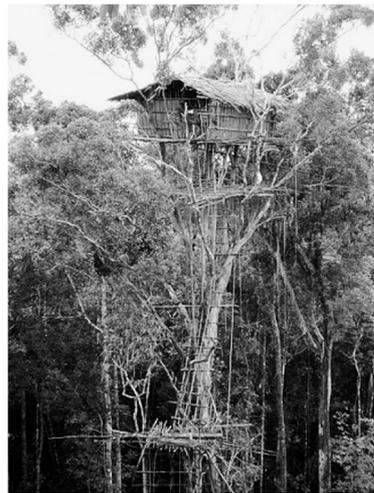


Figura 5 – Casa na árvore, Nova Guiné.

Fonte: <<http://engenhariacivildauesc.blogspot.com.br/>>.

Na idade moderna, com a destreza e a mão de obra especializada dos carpinteiros, se permitia construir edifícios de até 5 e 6 pavimentos. Sendo assim muitos edifícios da idade média e renascimento foram construídos em madeira, com resistência elevada, sendo comparada as

construções de pedra e tijolos. As construções sobre estacas, cravadas no solo tinha finalidade de proteger contra ataques de animais e a ação das águas. As paredes eram constituída de madeira e os espaços existentes preenchidos com areia e argila. Com o passar do tempo esse sistema de enchimento foi substituído pela utilização de alvenaria e tijolos (LOURENÇO e BRANCO, 2012).

2.3 Estrutura biológica da madeira

Exogênico é o nome dado ao tipo das árvores produtoras de madeira de construção que crescem pela adição de camadas externas, sob a casca. As camadas são denominadas de anéis, que são gerados por divisão de células em uma camada denominada de câmbio, ou liber, situada sob a casca. É possível observar todas as camadas pelo corte da seção transversal de um tronco, visualizadas a partir da figura 6 (PFEIL, 2003).



Figura 6 – Seção transversal de um tronco, mostrando as camadas.

Fonte: Adaptado de Gonzaga (2006).

A casca é formada por uma camada externa morta, sua espessura é de acordo com a idade e a espécie, tem função e proteger a parte interna da árvore. A casca é formada também por uma fina camada interna viva, que conduz o alimento preparado nas folhas para as partes em crescimento. Alburno ou Branco tem espessura geralmente entre 3 a 5 cm, dependendo da espécie, camada estruturada por células vivas que conduzem a seiva das raízes para as folhas. Cerne ou Duramên é constituído pelas células inativas do alburno, possui coloração mais escura e passa a ter função de sustentar o tronco. A medula é a parte central do tronco, constituída por um tecido macio onde se encontra o primeiro crescimento da madeira (PFEIL, 2003; GONZAGA, 2006).

2.3.1 Microestrutura da madeira

As células da madeira são denominadas de fibras, com aparência de tubos de paredes finas alinhados em direção axial do tronco, sendo responsáveis pelo suporte e estrutura do tronco. As fibras possuem diâmetros que variam entre 10 a 80 μm e espessura das paredes das células variando entre 2 a 7 μm , com comprimento de 1 a 8 mm. Nas madeiras macias, as *coníferas*, as fibras longitudinais que ocupam cerca de 90% do volume da árvore e possuem extremidades permeáveis que permitem a passagem de líquidos, tem a função de conduzir a seiva através dos canais formados pelas cadeias de células, por tensão superficial e capilaridade (Figura 7a). Já nas madeiras duras, as *dicotiledôneas*, as fibras tem apenas a função de elemento portante, pois as células longitudinais são fechadas nas extremidades, fazendo com que a seiva circule em outras células de grande diâmetro, denominados de vasos ou canais (Figura 7b) (PFEIL, 2003; GONZAGA, 2006).

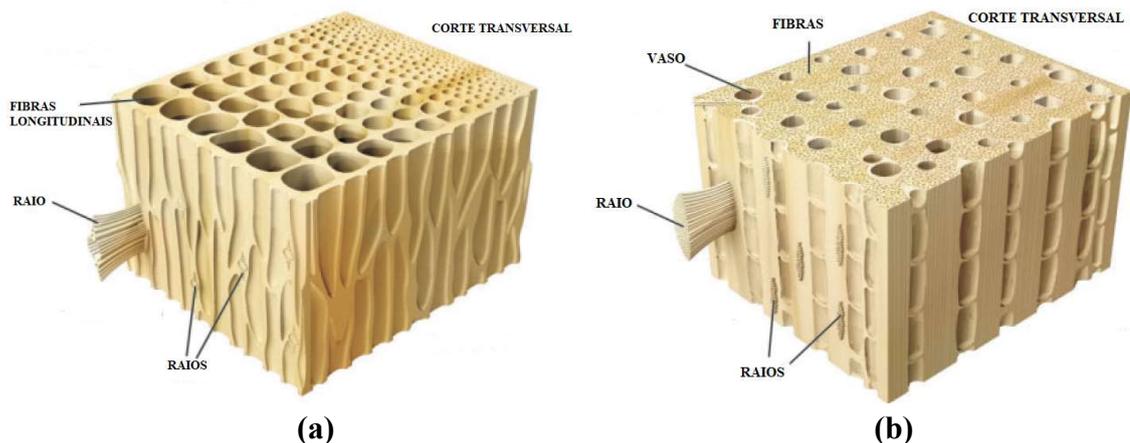


Figura 7 – (a) Desenho esquemático da anatomia de uma conífera, (b) Desenho esquemático da anatomia de uma dicotiledônea.

Fonte: Adaptado de Gonzaga (2006).

É possível observar na Figura 7 a diferença na estrutura da madeira entre as espécies coníferas e dicotiledôneas, tais aspectos influenciam principalmente na resistência da madeira e na sua eficiência estrutural.

A relação resistência/peso, uma das excelentes características da madeira, pode ser explicada pela eficiência estrutural das células fibrosas ocas, com seção transversal arredondada ou retangular (PFEIL, 2003).

2.3.2 Fatores que influenciam nas propriedades da madeira

De acordo com Calil Junior et al. (2003), pelo fato de a madeira ser um material de origem biológica, existem alterações em sua estrutura, o que pode acarretar mudanças em suas propriedades e prejudicam sua resistência. Essas mudanças ou defeitos são resultantes de três fatores principais: anatômicos, ambientais e de utilização.

De acordo com Pfeil (2003), os principais defeitos da madeira são:

- **Nós:** São imperfeições da madeira nos pontos dos troncos onde existiam galhos. Ocorre a redução na resistência a tração pelo desvio de direção das fibras longitudinais. Existem os nós firmes, que são de galhos ainda vivos na época do abate da árvore, e os nós soltos que podem cair durante o corte da árvore, produzindo orifícios na madeira (Figura 8).



Figura 8 – Defeitos na madeira: Nós.

Fonte: <<http://globalwood.com.br/defeitos-na-madeira/>>.

- **Fendas:** São aberturas nas extremidades das peças, ocasionadas pela secagem mais rápida da superfície. Atravessam os anéis de crescimento e ficam situados nos planos longitudinais radiais (Figura 9). Uma forma de evitar o aparecimento das fendas é utilizando uma secagem lenta e uniforme da madeira.



Figura 9 – Defeitos na madeira: Fendas.

Fonte: <<http://globalwood.com.br/defeitos-na-madeira/>>.

- **Gretas ou ventas:** O crescimento lateral da árvore e a flexão devido ao vento, provocam tensões internas no tronco, ocasionando falhas no interior da peça e separação entre os anéis anuais (Figura 10).



Figura 10 – Defeitos na madeira: Gretas ou Ventas.

Fonte: <<http://globalwood.com.br/defeitos-na-madeira/>>.

- **Abaulamento:** Encurvamento que ocorre na direção transversal ou seja, na direção da largura da peça de madeira (Figura 11).

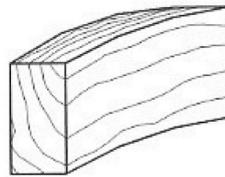


Figura 11 – Defeitos na madeira: Abaulamento.

Fonte: Pfeil (2003).

- **Arqueadura:** Caracteriza-se pelo encurvamento na direção longitudinal do comprimento da peça de madeira (Figura 12).



Figura 12 – Defeitos na madeira: Arqueadura.

Fonte: <<http://globalwood.com.br/defeitos-na-madeira/>>.

- **Fibras reversas:** Ocorre quando as fibras não estão paralelas ao eixo da peça (Figura 13), por causas naturais devido à proximidade de nós ou crescimento das fibras de forma de espiral ou por causa da serragem da peça em plano inadequado, ocasionando uma redução da resistência da madeira.

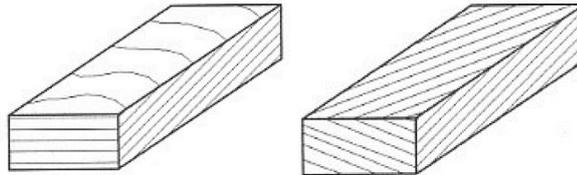


Figura 13 – Defeitos na madeira: Abaulamento.

Fonte: Pfeil (2003).

- **Esmoadada ou quina morta:** caracteriza-se pela elevada presença de madeira branca (alburno), ocasionando um canto arredondado na madeira, o qual é formado pela curva natural do tronco (Figura 14).



Figura 14 – Defeitos na madeira: Esmoadada ou quina morta.

Fonte: <<https://viriniawoodflows.wordpress.com/>>. Acesso em: 20 de agosto de 2017.

2.4 Classificação das madeiras na construção civil

As madeiras utilizadas em construções são obtidas de troncos de árvores e se distinguem em duas categorias principais da madeira. A primeira categoria é chamada de madeira dura e a segunda são as madeiras macias. Essas duas categorias se distinguem não propriamente pela resistência, mas pela estrutura celular dos troncos. Onde, por exemplo, podemos encontrar algumas árvores de madeira dura que são menos resistente que o pinho, que é uma árvore típica de madeira macia (PFEIL, 2003).

As madeiras duras, também conhecidas como madeira de lei, são provenientes de árvores frondosas, pertencem a classe Angiosperma, possuem o crescimento lento e se dividem em: Monocotiledôneas, na qual o fruto não tem semente dividida, contendo apenas um cotilédones. Dicotiledôneas, são as árvores na qual o fruto possui semente dividida em dois cotilédones, possuem folhas achatadas e largas que costumam cair no outono/inverno. São madeiras bem solicitadas no comércio, que acabam gerando um estímulo a devastação de enormes áreas de florestas. No Brasil, correspondem pela maior parte da produção madeireira, com milhares de espécies. Alguns exemplos de madeira dura são a peroba, ipê, aroeira, carvalho, entre outras (PFEIL, 2003; GONZAGA, 2006).

As madeiras macias são provenientes das árvores coníferas, que pertencem à classe Gimnosperma, possuem folhas em forma de agulhas ou escamas, sementes agrupadas em forma de cones e crescimento rápido. Essas árvores, ainda hoje dominam grandes florestas do hemisfério norte, onde são conhecidas como *softwoods* e correspondem por quase metade do consumo mundial de madeiras (PFEIL, 2003; GONZAGA, 2006).

No Brasil é possível encontrar famílias nativas de coníferas. Uma delas é a Podocarpaceae, com gênero *Podocarpus* tem três espécies: *P. brasiliensis*, *P. lambertii* e *P. selowii*. Essas espécies são muito semelhantes, são encontradas nas regiões Sudeste e Sul, conhecidas como pinheirinho, pinho-bravo e pinho-do-mato. Sua produção não tem expressão econômica (GONZAGA, 2006).

2.5 Produção e consumo de madeira no Brasil

A utilização da madeira e subprodutos na construção civil vem aumentando no país. Decorrente da crescente conscientização de engenheiros e arquitetos, pelo potencial que a madeira tem e suas vantagens em relação a outros materiais de construção. O Brasil também tem buscado opções para o aumento de atividades econômicas, como o incentivo ao desenvolvimento de políticas no setor florestal, que abrirá novas possibilidades para os mercados interno e externo. Entretanto, existe uma preocupação diante da redução de áreas florestais, causada pelo desmatamento (CALIL JUNIOR et al. 2003).

Os altos índices de desmatamento da Amazônia pode ser explicado pela grande demanda por madeira. No Brasil existem diferentes necessidades do uso desse material para fins industriais e energéticos, sendo as principais: construção civil, carvão vegetal, chapas de madeira, indústria de papel e celulose, móveis, entre outros (VITAL, 2009).

O mercado nacional teve um aumento na participação na compra de madeira em 2009, sendo 79% de toda madeira processada na Amazônia. O estado de São Paulo é o principal consumidor de madeira do país, com 17%. Na Região Nordeste esse consumo se manteve estável em relação a anos anteriores com 12% (SFB e AMAZON, 2010).

3 METODOLOGIA

Foi utilizado neste trabalho, as condições gerais que devem ser seguidas no dimensionamento das estruturas de madeira, pela NBR 7190 (1997). Essas condições são determinadas pelos cálculos dos esforços atuantes, de acordo com os princípios de Estática das Construções, admitindo-se a hipótese de comportamento elástico linear dos materiais.

3.1 Caracterização da área

O município de Delmiro Gouveia está localizado no extremo oeste do estado de Alagoas, limita-se a norte com o município de Água Branca e Pariconha, a sul com Paulo Afonso (BA) e Canindé do São Francisco (SE), a leste com Olho D'água do Casado e a oeste com Jatobá (PE) e Glória (BA) (WIKIALAGOAS, 2017).

Delmiro Gouveia possui, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, uma população estimada em 2016 de 52.306 habitantes e uma densidade demográfica de 79,13 habitantes por quilometro quadrado. Tem uma área territorial de aproximadamente 626,7 km².

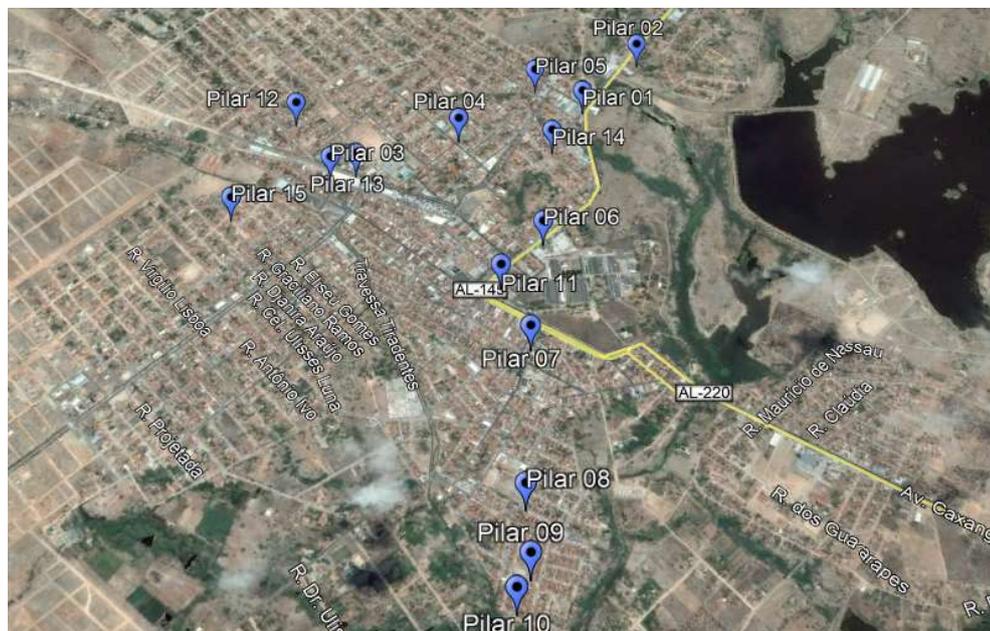


Figura 15 – Imagem de satélite da região de estudo

Fonte: Google Earth.

A figura 15 mostra a imagem de satélite da região de estudo em Delmiro Gouveia com os marcadores indicando a localização dos pilares analisados.

3.2 Coleta de dados

As análises dimensional, de estabilidade e de resistência foram feitas em pilares de seção composta unidos descontinuamente por espaçadores interpostos. Esse tipo de pilar é bem comum em residências e pontos comerciais da cidade.

Para a análise foi necessário a coleta de alguns dados, tais como: dimensões das peças que compõe a estrutura e das estruturas sustentadas pelos pilares, características da madeira e aspectos meteorológicos.

A partir disso, foram escolhidos pilares aleatórios, de residências e pontos comerciais, na área urbana de Delmiro Gouveia/AL, onde teve preocupação de coleta de dados em bairros diferentes, para obter melhores resultados e evitar que as estruturas fossem confeccionada pelo mesmo profissional.

As informações meteorológicas são importantes para a análise, como por exemplo a umidade. Pelo fato de Delmiro Gouveia não possuir estação meteorológica, a umidade adotada, foi obtida a partir dos dados fornecidos pela *Wolfram Alpha*, que se baseia nos dados do aeroporto de Paulo Afonso - BA. Esses dados estão disponíveis no site do *Wolfram Alpha computational knowledge engine*.

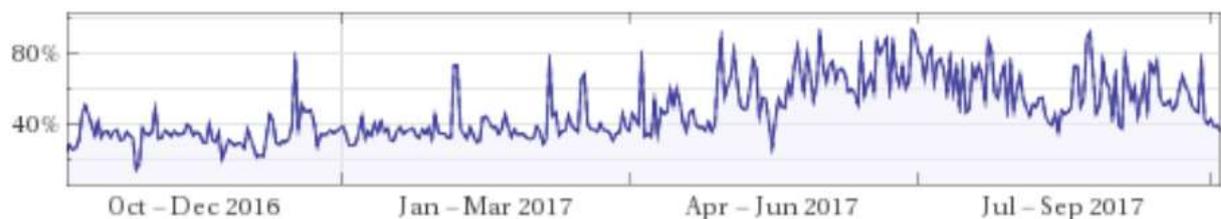


Figura 16 – Histórico de umidade relativa do ar em Delmiro Gouveia – AL de outubro de 2016 a setembro de 2017.

Fonte: Wolfram Alpha.

A figura 16 mostra um gráfico do histórico da umidade de Paulo Afonso – BA, durante o ano de 2017

Para coleta de dados dos pilares, foram feitas medições nas peças, tais como: comprimento total do pilar (L), comprimento entre os espaçadores interposto ($L1$), dimensões da seção transversal do pilar ($b1 \times h1$) e largura do pilar (h) (Figura 17).

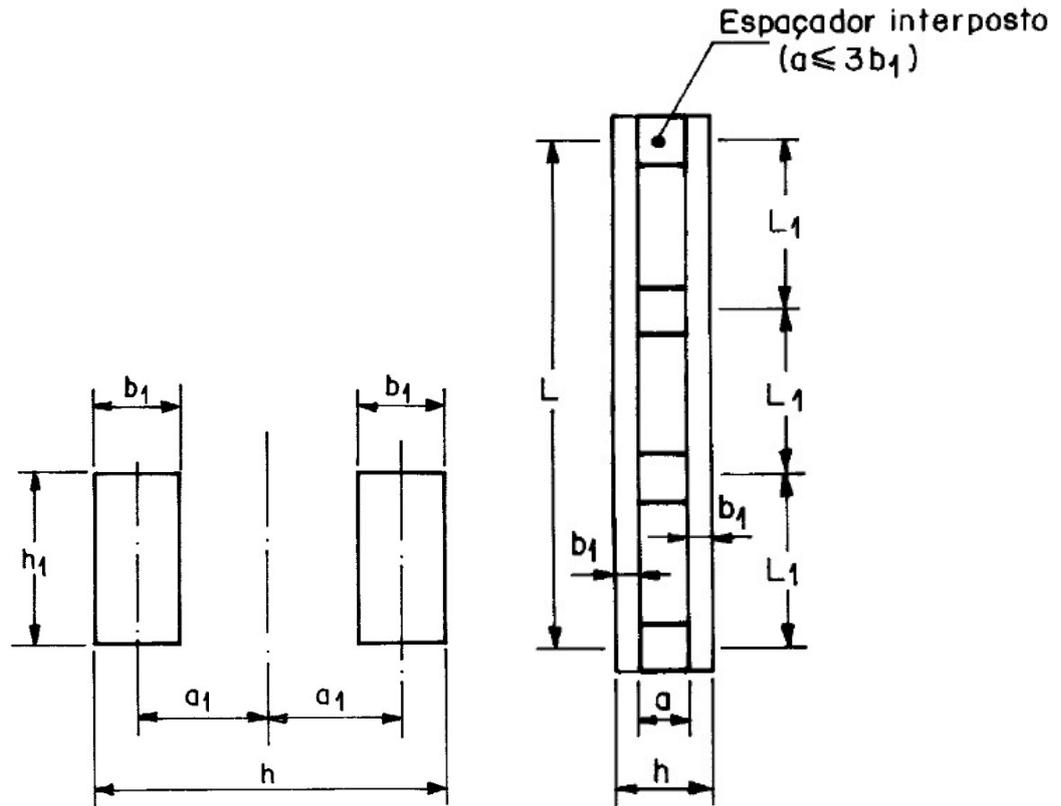


Figura 17 – Peças solidarizadas descontinuamente.

Fonte: NBR 7190:1997.

3.3 Cálculo das propriedades da madeira

Os dados das características da madeira foram obtidos em estabelecimentos comerciais que fornecem esse material, por não ser possível identificar visualmente o tipo de madeira utilizado na produção dos pilares.

As equações e tabelas utilizadas nesta seção foram retiradas da NBR 7190 (1997).

Na Tabela 1 estão apresentados os valores médios das propriedades de rigidez e resistência de algumas madeiras nativas e de florestamento, tais como: massa específica aparente a 12% de umidade ($\rho_{ap(12\%)}$), resistência a compressão paralela as fibras (f_{c0}), resistência a tração paralela as fibras (f_{t0}), resistência a tração normal as fibras (f_{t90}), resistência ao cisalhamento (f_v), módulo de elasticidade longitudinal (E_{c0}) e o número de corpos-de-prova ensaiados (n).

Tabela 1: valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento.

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap}^{(1)}$ kg/m ³	$f_{co}^{(2)}$ MPa	$f_{t0}^{(3)}$ MPa	$f_{t90}^{(4)}$ MPa	$f_v^{(5)}$ MPa	$E_{co}^{(6)}$ MPa	$n^{(7)}$ n
Angelim araroba	<i>Vataireopsis araroba</i>	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12 876	15
Angelim ferro	<i>Hymenolobium spp</i>	1 170	79,5	117,8	3,7	11,8	20 827	20
Angelim pedra	<i>Hymenolobium petraeum</i>	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12 912	39
Angelim pedra verdadeiro	<i>Dinizia excelsa</i>	1 170	76,7	104,9	4,8	11,3	16 694	12
Branquilho	<i>Terminalia spp</i>	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13 481	10
Cafearana	<i>Andira spp</i>	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14 098	11
Canafistula	<i>Cassia ferruginea</i>	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14 613	12
Casca grossa	<i>Vochysia spp</i>	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16 224	31
Castelo	<i>Gossypiospermum praecox</i>	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11 105	12
Cedro amargo	<i>Cedrella odorata</i>	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9 839	21
Cedro doce	<i>Cedrella spp</i>	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8 058	10
Champagne	<i>Dipterys odorata</i>	1 090	93,2	133,5	2,9	10,7	23 002	12
Cupiúba	<i>Goupia glabra</i>	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13 627	33
Catiúba	<i>Qualea paraensis</i>	1 221	83,8	86,2	3,3	11,1	19 426	13
<i>E. Alba</i>	<i>Eucalyptus alba</i>	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13 409	24
<i>E. Camaldulensis</i>	<i>Eucalyptus camaldulensis</i>	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13 286	18
<i>E. Citriodora</i>	<i>Eucalyptus citriodora</i>	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18 421	68
<i>E. Cloeziana</i>	<i>Eucalyptus cloeziana</i>	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13 963	21
<i>E. Dunnii</i>	<i>Eucalyptus dunnii</i>	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18 029	15
<i>E. Grandis</i>	<i>Eucalyptus grandis</i>	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12 813	103
<i>E. Maculata</i>	<i>Eucalyptus maculata</i>	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18 099	53
<i>E. Maidene</i>	<i>Eucalyptus maidene</i>	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14 431	10
<i>E. Microcorys</i>	<i>Eucalyptus microcorys</i>	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16 782	31
<i>E. Paniculata</i>	<i>Eucalyptus paniculata</i>	1 087	72,7	147,4	4,7	12,4	19 881	29
<i>E. Propinqua</i>	<i>Eucalyptus propinqua</i>	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15 561	63
<i>E. Punctata</i>	<i>Eucalyptus punctata</i>	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19 360	70

Fonte: NBR 7190 (1997).

Tabela 1: valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento.

(CONTINUAÇÃO)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}^{1)}$ kg/m ³	$f_{c0}^{2)}$ MPa	$f_{t0}^{3)}$ MPa	$f_{t90}^{4)}$ MPa	$f_v^{5)}$ MPa	$E_{c0}^{6)}$ MPa	$n^{7)}$ n
<i>E. Saligna</i>	<i>Eucalyptus saligna</i>	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14 933	67
<i>E. Tereticomis</i>	<i>Eucalyptus tereticomis</i>	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17 198	29
<i>E. Triantha</i>	<i>Eucalyptus triantha</i>	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14 617	08
<i>E. Umbra</i>	<i>Eucalyptus umbra</i>	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14 577	08
<i>E. Urophylla</i>	<i>Eucalyptus urophylla</i>	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13 166	86
Garapa Roraima	<i>Apuleia leiocarpa</i>	892	78,4	108,0	6,9	11,9	18 359	12
Guaiçara	<i>Luetzelburgia spp</i>	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14 624	11
Guaruaia	<i>Peltophorum vogelianum</i>	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17 212	13
Ipê	<i>Tabebuia serratifolia</i>	1 068	76,0	96,8	3,1	13,1	18 011	22
Jatobá	<i>Hymenaea spp</i>	1 074	93,3	157,5	3,2	15,7	23 607	20
Louro preto	<i>Ocotea spp</i>	684	56,5	111,9	3,3	9,0	14 185	24
Maçaranduba	<i>Manilkara spp</i>	1 143	82,9	138,5	5,4	14,9	22 733	12
Mandioqueira	<i>Qualea spp</i>	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18 971	16
Oiticica amarela	<i>Clarisia racemosa</i>	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14 719	12
Quarubarana	<i>Erismia uncinatum</i>	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9 067	11
Sucupira	<i>Diptotropis spp</i>	1 106	95,2	123,4	3,4	11,8	21 724	12
Tatajuba	<i>Bagassa guianensis</i>	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19 583	10

¹⁾ $\rho_{ap(12\%)}$ é a massa específica aparente a 12% de umidade.
²⁾ f_{c0} é a resistência à compressão paralela às fibras.
³⁾ f_{t0} é a resistência à tração paralela às fibras.
⁴⁾ f_{t90} é a resistência à tração normal às fibras.
⁵⁾ f_v é a resistência ao cisalhamento.
⁶⁾ E_{c0} é o módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras.
⁷⁾ n é o número de corpos-de-prova ensaiados.

NOTAS
1 Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais $\delta = 18\%$.
2 Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais $\delta = 28\%$.

Fonte: NBR 7190 (1997).

O valor de cálculo X_d de uma propriedade da madeira é obtido pela expressão:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (1)$$

Sendo γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira e k_{mod} é o coeficiente de modificação, que leva em conta influências não consideradas por γ_w . Então, a resistência de cálculo da madeira onde as tensões atuam paralelas as fibras é dada pela seguinte expressão:

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w} \quad (2)$$

Sendo,

$$f_{c0,k} = 0,7 \cdot f_{c,m} \quad (3)$$

O coeficiente de minoração para estados limites últimos decorrentes de tensões de compressão paralela às fibras tem o valor de $\gamma_w = 1,4$.

Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida, da eventual utilização de madeira de segunda qualidade e é dado pela seguinte equação:

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \quad (4)$$

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,1}$ leva em consideração a classe de carregamento e o tipo de material utilizado (Tabela 2).

Tabela 2: Valores de $k_{mod,1}$.

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
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 (1997).

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,2}$ leva em consideração a classe umidade e o tipo de carregamento (Tabela 4).

Tabela 3: Classes de umidade.

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da 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 (1997).

Tabela 4: Valores de $k_{mod,2}$.

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

Fonte: NBR 7190 (1997).

O coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3}$ leva em consideração se a madeira é de primeira ou segunda categoria. A de primeira categoria somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos e se forem submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças, para esses casos o valor de $k_{mod,3} = 1$. Na segunda categoria é utilizado $k_{mod,3} = 0,8$ para as peças que não foram submetidas a inspeção.

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade paralelamente as fibras ($E_{c0,ef}$) é determinado pela seguinte expressão:

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{c0,m} \quad (5)$$

3.4 Cargas e esforços que atuam nos pilares

Para a verificação das cargas atuantes nos pilares, apesar de existir algumas ações usuais que possam agir em casos especiais, foi considerado apenas dois tipos de cargas: carga permanente e carga acidental. A carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pelo peso das partes fixas não estruturais. A carga acidental, para essa análise, foi considerado a ação do vento e o peso dos operários em uma eventual manutenção.

3.4.1 Carregamento permanente

De acordo com Logsdon (2002) o carregamento permanente de um telhado é determinado pelo peso próprio da madeira, pelo peso próprio das telhas, a partir das informações do fabricante, que varia de acordo com o tipo e da área útil coberta por ela. E pelo peso da água que é absorvido pelas telhas. A tabela 5 fornece todos esses valores, levando em consideração que a madeira utilizada é uma da espécie dicotiledônea de classe de resistência C-30.

Tabela 5: Dados para cálculo simplificado de telhas convencionais de madeira.

TIPO DE TELHA	INCLINAÇÃO		Número de telhas por m ² de cobertura	ESPAÇAMENTOS MÁXIMOS			CARREGAMENTO POR m ² DE COBERTURA DEVIDO À:			
	Mínima (°)	Máxima (°)		Entre caibros (m)	Entre terças (m)	Entre tesouras (m)	Peso de telhas (N/m ²)	Peso de madeira (N/m ²)	Peso de água (N/m ²)	
CERÂMICAS	Francesa	16	25	15 – 16	0,50	1,60	2,75	450	430	113
	Romana	16	25	16 – 18	0,55	1,65	2,80	430	400	108
	Portuguesa	16	25	15 – 18	0,55	1,70	2,85	410	400	103
	Colonial	17	25	26 – 28	0,45	1,55	2,60	500	480	125
	Plan	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,55	540	500	135
	Paulista	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,50	550	500	138

Fonte: Logsdon (2002).

3.4.2 Carregamento acidental

Todas as informações, equações e tabelas utilizadas nesta seção foram retiradas da NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações (1988). Determinando as forças estáticas devidas ao vento, pode-se determinar a pressão dinâmica (q) pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (6)$$

Em que, a velocidade característica (V_k) é dada pela seguinte expressão:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (7)$$

Sendo: q em N/m^2 e V_k em m/s .

De modo que a velocidade básica do vento (V_o) é determinada pelo local onde a estrutura está sendo analisada, com o auxílio do mapa das isopletas de velocidade básica (Figura 18).

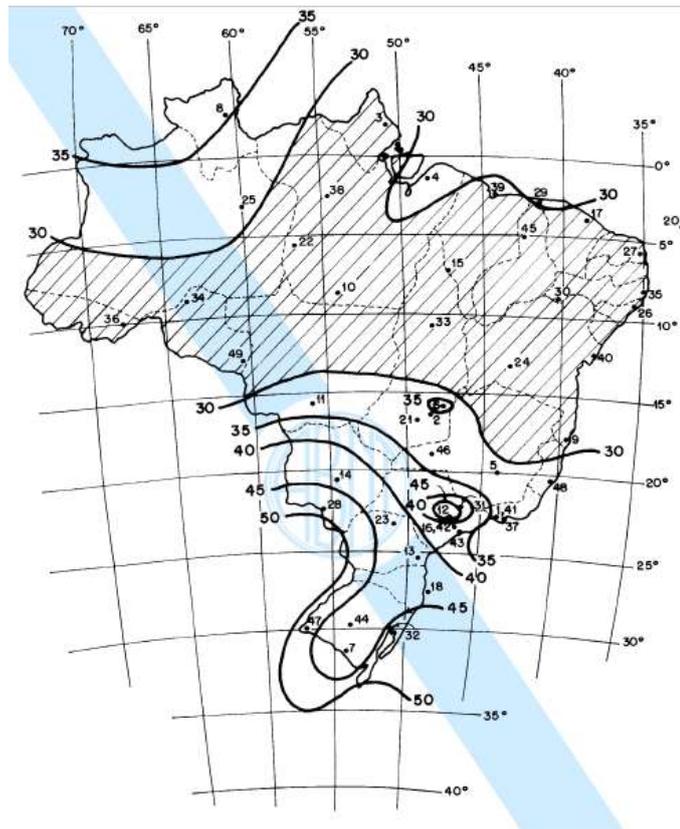


Figura 18 – Isopletas de velocidade básica V_o (m/s).

Fonte: NBR 6123 (1988).

A figura 18 ilustra as curvas de igual velocidade do vento (m/s) em cada região do país, de acordo com a NBR 6123 (1988).

O fator topográfico (S_1), leva em consideração as variações do relevo do terreno e é determinado do seguinte modo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \leq 3^\circ: S_1 = 1 \\ 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \\ \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \end{array} \right. \quad (8)$$

$$\left. \begin{array}{l} 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) \geq 1 \\ \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \end{array} \right. \quad (9)$$

$$\left. \begin{array}{l} \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \end{array} \right. \quad (10)$$

O fator de rugosidade (S_2), leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação em consideração.

Primeiro, determinar a categoria do terreno:

- **Categoria I** – Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 Km de extensão.
- **Categoria II** – Terrenos abertos em nível, com poucos obstáculos isolados (árvores e edificações baixas).
- **Categoria III** – terrenos planos ou ondulados com obstáculos (muros e edificações baixas).
- **Categoria IV** – Terrenos com muitos obstáculos e pouco espaçamento (zona florestal, indústrias e pequenas cidades).
- **Categoria V** – Terrenos com muitos obstáculos grandes e pouco espaçamento (centros de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos).

Em seguida, determinar a classe das edificações:

- **Classe A** – Toda edificação na qual a maior dimensão não exceda 20 metros.
- **Classe B** – Toda edificação na qual a maior dimensão esteja entre 20 e 50 metros.
- **Classe C** – Toda edificação na qual a maior dimensão exceda 50 metros.

A partir dessas informações é possível determinar o fator de rugosidade S_2 com o auxílio da tabela 6.

Tabela 6: Fator de rugosidade S_2 .

z (m)	Categoria														
	I			II			III			IV			V		
	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 (1988).

Na tabela 6, a primeira coluna mostra as alturas acima do terreno (z). As demais colunas ilustram as categorias do terreno (I, II, III, IV e V) e as classes das edificações (A, B e C).

O fator estatístico (S_3) é baseado em conceitos estatísticos, leva em consideração o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação e pode ser obtido através da tabela 7.

Tabela 7: Valores mínimos do 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 (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	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 (1988).

Segundo Moretti Filho (1956), em telhados planos, admitindo que a direção do vento forme um ângulo de 10° com a horizontal, o vento poderá atingir sua superfície inclinada. Dessa forma, quando a pressão do vento (q) atinge a superfície do telhado, teríamos apenas a componente da sobrepressão (q_n) exercendo pressão sobre a estrutura. Essa componente pode ser obtida pela expressão abaixo.

$$q_n = q \cdot \text{sen}(\alpha + 10^\circ) \quad (11)$$

3.5 Combinação de ações em Estado Limite Últimos (ELU)

De acordo com a norma brasileira NBR 7190 (1997), as ações são as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Os esforços são considerados como ações diretas e as deformações impostas como ações indiretas. As ações podem ser permanentes quando seus valores tem uma pequena variação durante praticamente toda a vida da construção. Quando ocorre uma variação significativa da ação é denominado de ações variáveis e as ações excepcionais tem uma duração extremamente curta ou pode ter a possibilidade de não ocorrer, mas que devem ser consideradas no projeto.

O conjunto de ações de atuação simultânea é especificado como carregamento. Assim, em cada tipo de carregamento as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de determinar os efeitos mais desfavoráveis para estrutura. A tabela 8 especifica as classes de carregamento.

Tabela 8: 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 (1997).

3.5.1 Combinações últimas normais

Para combinar os carregamentos de diferentes maneiras e determinar o efeito mais desfavorável para a estrutura é utilizada a Equação 12.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

Sendo, $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considera como ação principal para a combinação considerada e $\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ são os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis. γ_{Gi} e γ_Q são os coeficientes de segurança do carregamento permanente e as ações variáveis, respectivamente.

3.5.2 Coeficientes para as combinações nos estados limites últimos

Todas as parcelas de uma determinada ação permanente, são ponderadas pelo mesmo coeficiente (γ_g), a partir da classificação das ações que estão atuando na estrutura. Sendo assim, quando o peso específico da madeira tem o seu coeficiente de variação menor que 10% considera-se como ações permanentes de pequena variabilidade (Tabela 9).

Tabela 9: Ações permanentes de pequena variabilidade.

Combinações	Para efeitos ¹⁾	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

¹⁾Podem ser usados indiferentemente os símbolos γ_g ou γ_G .

Fonte: NBR 7190 (1997).

Para as ações permanentes de grande variabilidade, para as ações constituídas pelo peso próprio das estruturas e dos elementos construtivos permanentes não estruturais e dos equipamentos fixos, todos considerados globalmente, se o peso próprio da estrutura não superar 75% da totalidade dos pesos permanentes, adotam-se os valores da tabela 10.

Tabela 10: Ações permanentes de grande variabilidade.

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Fonte: NBR 7190 (1997).

São classificadas ações permanente indiretas quando ocorre os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, adotando-se os valores indicados na tabela 11.

Tabela 11: Ações permanentes indiretas.

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_e = 1,2$	$\gamma_e = 0$
Especiais ou de construção	$\gamma_e = 1,2$	$\gamma_e = 0$
Excepcionais	$\gamma_e = 0$	$\gamma_e = 0$

Fonte: NBR 7190 (1997).

Já os coeficientes de ponderação das ações variáveis (γ_g), tem o papel de majorar os valores representativos das ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura e tem seus valores indicados na tabela 12.

Tabela 12: Ações variáveis.

Combinações	Ações variáveis em geral, incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1,4$	$\gamma_E = 1,2$
Especiais ou de construção	$\gamma_Q = 1,2$	$\gamma_E = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1,0$	$\gamma_E = 0$

Fonte: NBR 7190 (1997).

Os coeficientes de ponderação para os fatores de combinação e de utilização estão indicados na tabela 13.

Tabela 13: Fatores de combinação e de utilização.

Ações em estruturas correntes	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- 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 dos edifícios	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Locais em que 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	ψ_0	ψ_1	ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2 ¹⁾
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2 ¹⁾
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4 ¹⁾
¹⁾ Admite-se $\psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.			

Fonte: NBR 7190 (1997).

3.6 Critérios de dimensionamento para pilares de madeira

Os pilares são elementos estruturais submetidos a compressão axial ou à flexo-compressão que pode ocorrer devido a aplicação de uma força de compressão axial excêntrica ou pela atuação de uma força de compressão, seja esta centrada ou não, simultaneamente a um carregamento que provoque flexão (CALIL JUNIOR et al., 2003).

De acordo com a NBR 7190 (1997) toda estrutura deve ser projetada e construída de modo satisfazer alguns requisitos básicos de segurança, tais como, a estrutura deve permanecer apropriada ao uso previsto, de acordo com o custo da construção e a vida útil da peça. A estrutura também deve suportar todas as ações e outras influências que podem agir durante sua utilização, com um custo razoável de manutenção.

A esbeltez máxima de peças comprimidas de seção simples ou composta, se dá quando seu comprimento é de 40 vezes maior que a dimensão transversal correspondente. A NBR 7190 (1997) estabelece três índices de esbeltez:

$$\begin{cases} \lambda < 40: \text{peça curta;} \\ 40 \leq \lambda \leq 80: \text{peça medianamente esbelta;} \\ \lambda > 80: \text{peça esbelta.} \end{cases}$$

3.6.1 Peças solicitadas por compressão axial

Para efeito de dimensionamento, admiti-se que as peças curtas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda \leq 40$, são admitidas como solicitadas apenas por compressão simples atuando de maneira centrada, dispensando a consideração de eventuais efeitos de flexão. A verificação de segurança é feita segundo a NBR 7190 (1997) a partir da seguinte equação:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A} \leq f_{c0,d} \quad (13)$$

Para as peças medianamente esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $40 < \lambda \leq 80$, e as peças esbeltas, definidas pelo índice de esbeltez $\lambda > 80$, admite-se que são solicitadas por flexo-

compressão, mesmo que a solicitação de cálculo seja apenas por compressão centrada admitindo-se uma excentricidade accidental devida as imperfeições geométricas das peças.

3.6.2 Peças solicitadas por flexo-compressão

A flexo-compressão pode ocorrer em peças que são submetidas a um força de compressão axial excêntrica ou pela atuação de uma força de compressão, simultânea a um carregamento que provoque flexão. A condição de segurança relativa a resistência das seções transversais submetidas a flexo-compressão é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes.

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (14)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (15)$$

Em que, $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devidas as componentes de flexão atuantes nas direções x e y respectivamente, determinados pelas equações 16 e 17. O coeficiente de correção (K_M) pode ser tomado com os valores de 0,5 para seções retangulares e 1 para outras seções transversais.

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d}}{W_x} \quad (16)$$

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} \quad (17)$$

Sendo, W_x e W_y são os módulos de resistência calculados pela razão do momento de inercia da seção transversal (I) e da distância da linha neutra em relação a borda da peça. São determinadas pelas seguintes equações:

$$W_x = \frac{I_x}{y} \quad (18)$$

$$W_y = \frac{I_y}{x} \quad (19)$$

A verificação da estabilidade no Estado Limite Último se aplica nas peças que, na situação de projeto, são admitidas tanto em compressão centrada quanto em flexo-compressão. As exigências impostas ao dimensionamento dependem da determinação do índice de esbeltez ($\lambda_{x,y}$) determinada pela seguinte equação:

$$\lambda_{x,y} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_{x,y}}{A}}} \quad (20)$$

O comprimento de flambagem (L_0) pode assumir os seguintes valores, em função do comprimento (L) da peça:

- $L_0 = 2L$ quando uma extremidade da peça esteja engastada e a outra livre;
- $L_0 = L$ nos demais casos.

Para os cálculos das excentricidades devido as imperfeições geométricas das peças, temos:

Excentricidade acidental mínima (e_a): aplicada devido às imperfeições geométricas das peças:

$$e_a = \frac{L_0}{300} \quad (21)$$

Excentricidade inicial (e_i): é decorrente dos valores de cálculo do momento fletor (M_{1d}) e do esforço normal de compressão (N_d), não podendo assumir um valor inferior a $h/30$:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} > \frac{h}{30} \quad (22)$$

Excentricidade de primeira ordem (e_1): é a soma das excentricidades inicial e acidental:

$$e_1 = e_i + e_a \quad (23)$$

Carga crítica de Euler (F_E): é dada pela seguinte equação:

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} \quad (24)$$

Em peças curtas ($\lambda \leq 40$) é dispensada a verificação da estabilidade em função do índice de esbeltez da peça, bastando apenas verificar a condição de resistência, dada pela equação 13. Nas peças medianamente esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$) aplica-se a seguinte verificação:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (25)$$

Sendo,

σ_{Nd} : valor de cálculo da tensão de compressão devida a força normal de compressão (N_d).

σ_{Md} : valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor de segunda ordem (M_d).

O momento fletor de segunda ordem (M_d) é obtido a partir da excentricidade de primeira ordem amplificada, pela seguinte equação:

$$M_d = N_d \cdot e_1 \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (26)$$

Para peças esbeltas ($\lambda > 80$) deve-se acrescentar a excentricidade suplementar de primeira ordem (e_c), que representa a fluência da madeira:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c \quad (27)$$

Para determinação da excentricidade suplementar (e_c), é necessário determinar a excentricidade inicial devida apenas a carga permanente (e_{ig}):

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_d} \quad (28)$$

Sendo assim, a excentricidade suplementar é obtida pela seguinte equação:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left\{ \exp \left\{ \frac{\phi [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]} \right\} - 1 \right\}, \text{ com } (\Psi_1 + \Psi_2) \leq 1 \quad (29)$$

Tabela 14: Coeficiente de fluência (Φ).

Classes de carregamento	Classes de umidade	
	(1) e (2)	(3) e (4)
Permanente ou de longa duração	0,8	2,0
Média duração	0,3	1,0
Curta duração	0,1	0,5

Fonte: NBR 7190 (1997).

A Tabela 14 mostra os valores do coeficiente de fluência de acordo com a classe de carregamento e a classe de umidade adotada.

O momento fletor de segunda ordem será dado pela Equação 30, considerando $e_{1,ef}$:

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) \quad (30)$$

A verificação da estabilidade é a mesma usada em peças medianamente esbeltas, dada pela equação 25. Vale destacar que o índice de esbeltez não deve ser superior a 140 ($\lambda \leq 140$).

3.6.3 Verificação de peças solidarizadas descontinuamente

Nas peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos, como mostra a figura 17, devem ter sua segurança verificada em relação ao estado último de instabilidade global. Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça, sua fixação aos elementos componentes deve ser feita com apenas dois parafusos ajustados dispostos ao longo da direção do eixo longitudinal da peça.

Para as peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal retangular, permite-se a verificação da estabilidade como se elas fossem de seção maciça, nas condições estabelecidas a seguir.

Área de cada elemento da seção transversal:

$$A_1 = b_1 \cdot h_1 \quad (31)$$

Momentos de inercia de cada elemento da seção transversal:

$$I_1 = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} \quad (32)$$

$$I_2 = \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} \quad (33)$$

Área da seção composta:

$$A = n \cdot A_1 \quad (34)$$

Momentos de inercia da seção composta:

$$I_x = n \cdot I_1 \quad (35)$$

$$I_y = n \cdot I_2 + 2 \cdot A_1 \cdot a_1^2 \quad (36)$$

Momento de inercia efetivo da seção composta:

$$I_{y,ef} = \beta_I \cdot I_y \quad (37)$$

$$\beta_I = \frac{I_2 \cdot m^2}{I_2 \cdot m^2 + \alpha_y \cdot I_y} \quad (38)$$

Sendo:

$$m = \frac{L}{L_1} \quad (39)$$

α_y : é um coeficiente que depende do tipo de solidarização:

$$\begin{cases} \alpha_y = 1,25 \text{ para espaçadores interpostos;} \\ \alpha_y = 2,25 \text{ para chapas laterais de fixação.} \end{cases}$$

A verificação da estabilidade deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área A e momentos de inércia I_x e $I_{y,ef}$. A verificação de segurança com relação a estabilidade é representada pela seguinte expressão.

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot W_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \leq f_{c0,d} \quad (40)$$

Sendo:

$$W_2 = \frac{I_2}{\frac{b_1}{2}} \quad (41)$$

É dispensada a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento L_1 dos elementos componentes, desde que as seguintes condições sejam respeitadas:

$$\begin{cases} \mathbf{9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1;} \\ \mathbf{a \leq 3b_1 : peças interpostas;} \\ \mathbf{a \leq 6b_1 : peças com chapas laterais.} \end{cases}$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo será discutido e apresentado os resultados obtidos a partir das análises dimensionais, de estabilidade e de resistência, dos pilares, fornecidas pela NBR 7190 (1997). Foi apontado os resultados da análise de 15 pilares, coletados em diferentes bairros de Delmiro Gouveia/AL, e apresentado o procedimento detalhado de um dos pilares com a finalidade de ilustrar e esclarecer o método utilizado.

4.1 Análise das cargas e esforços atuantes nos pilares

4.1.1 Análise das ações permanentes

Para a determinação da carga vertical que age nos pilares, devido ao carregamento permanente da cobertura, é necessário analisar toda a estrutura encarregada de distribuir esses esforços. A título de ilustração foi realizado a análise de um dos pilares (Pilar 10) analisados neste trabalho.

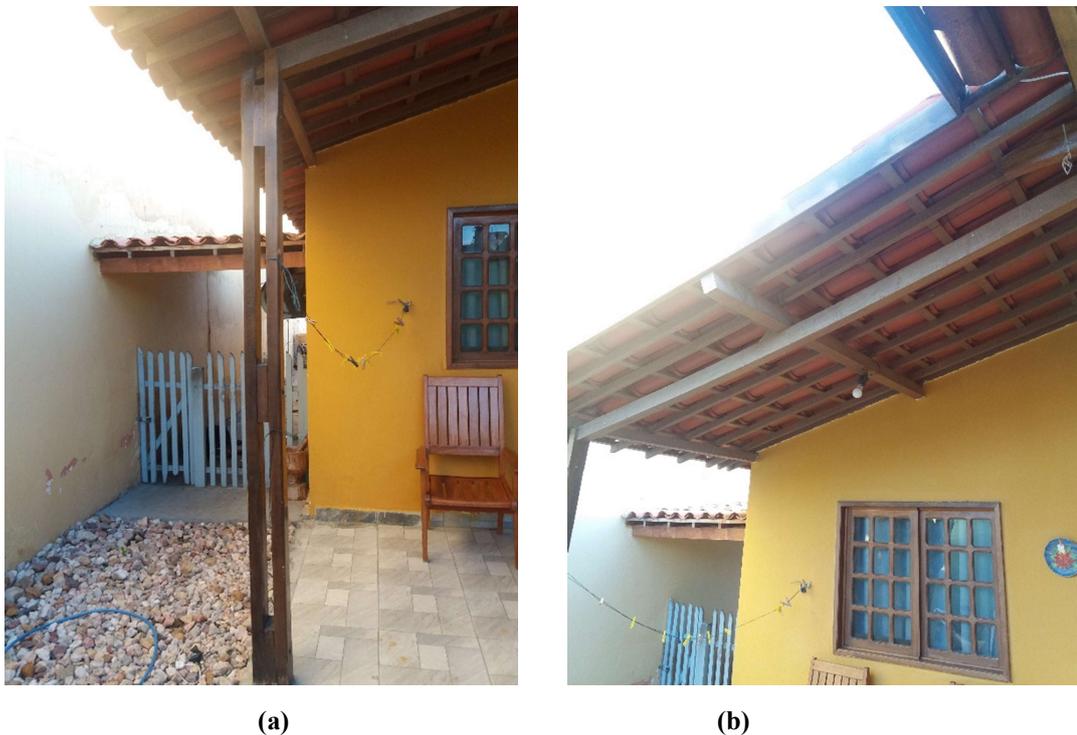


Figura 19 – (a) Pilar 10, (b) Estrutura de coberta do pilar 10.

Fonte: Autor (2017).

A figura 20 mostra a planta de cobertura do referente exemplo, com o pilar demarcado.

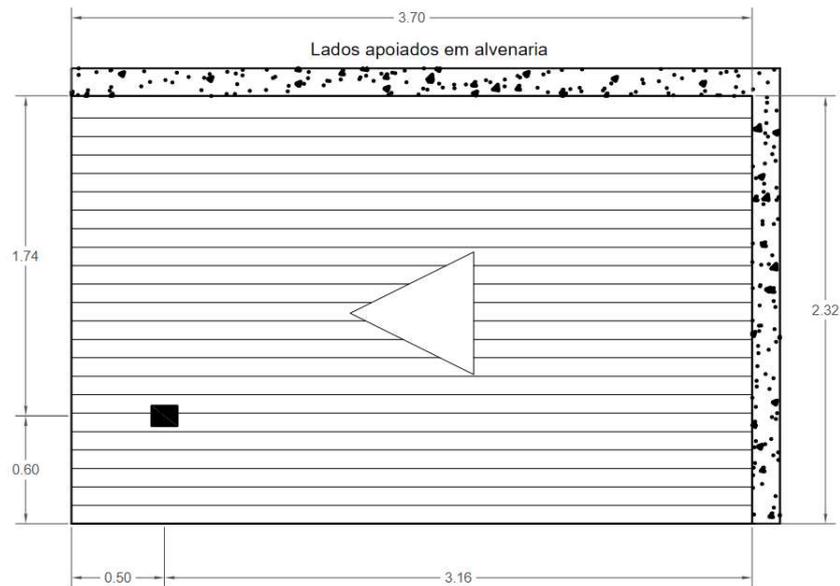


Figura 20 – planta de cobertura do pilar 10.

Fonte: Autor (2017).

A figura 21 mostra as vigas, estruturas que conduzem o peso da cobertura para o pilar no ponto A. Os pontos C, D e E são os locais onde as vigas estão apoiadas na alvenaria.

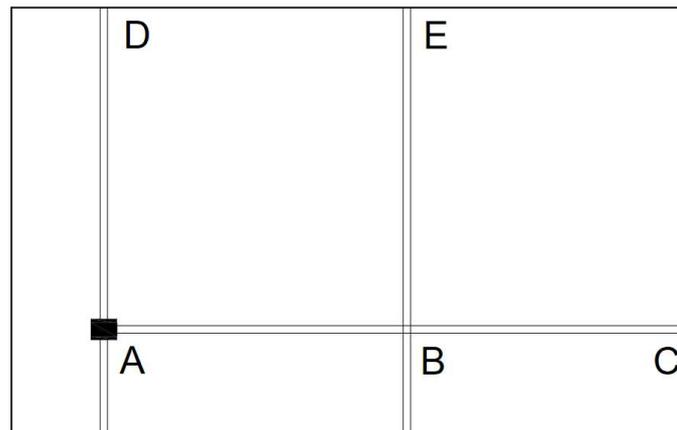


Figura 21 – posicionamento das terças da cobertura.

Fonte: Autor (2017).

Para estimar a carga que exerce em cada viga, em relação a sua área de influência, é preciso conhecer qual o tipo de telhado utilizado. Nesse telhado, foram utilizadas telhas tipo colonial. É possível determinar o carregamento total por m^2 a partir desse tipo de telha com o uso da tabela 5.

Para determinação do esforço vertical que atua no pilar é necessário verificar os carregamentos nas terças. O primeiro segmento analisado será o **EB**, descrita na figura 22, onde o ponto **B** está apoiado em outra estrutura do mesmo tipo, e tem sua área de influência demonstrada pela área hachurada. Inicialmente é necessário determinar o valor da reação no ponto **B**.

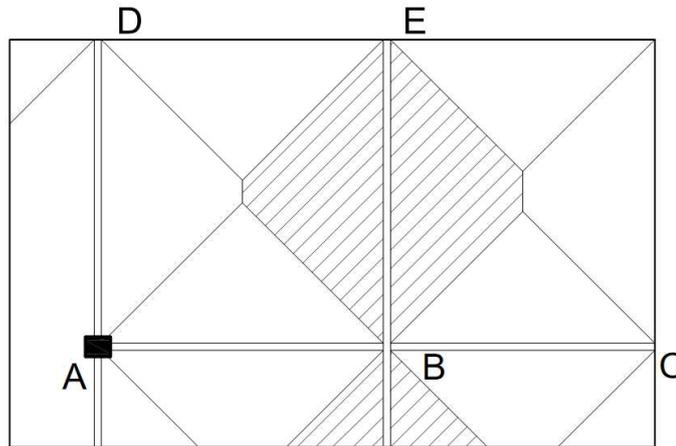


Figura 22 – Representação do segmento EB e sua área de influência.

Fonte: Autor (2017).

O carregamento distribuído em cada segmento das terças é determinado pelo produto entre o carregamento permanente do telhado e sua área de influência, dividindo esse resultado pelo comprimento da viga analisada. A figura 23 mostra as forças atuantes, elaborada no software FTOOL, no primeiro segmento que tem o objetivo de descobrir a reação de apoio no **B**.

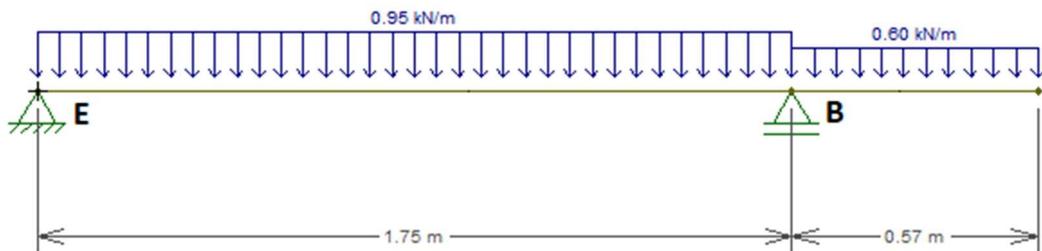


Figura 23 – Representação dos esforços do segmento EB.

Fonte: Autor (2017).

Na solução do esquema anterior, é obtido o seguinte resultado:

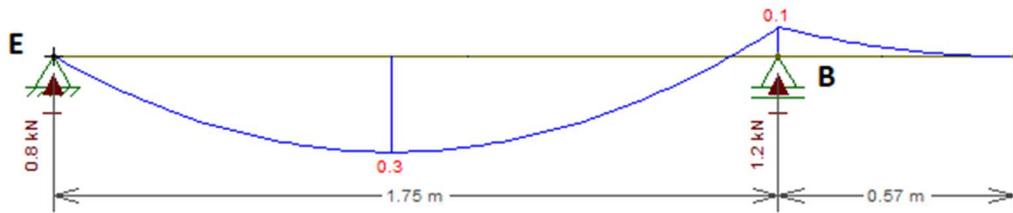


Figura 24 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento EB.

Fonte: Autor (2017).

De acordo com a solução da figura 24, a reação de apoio no ponto **B** é igual a 1,2 kN. O próximo segmento a ser analisado será o **DA** que está vinculado, em um dos apoios, diretamente no pilar no ponto **A** (Figura 25). Logo, essa etapa tem o objetivo de determinar o esforço vertical que a terça provoca no pilar.

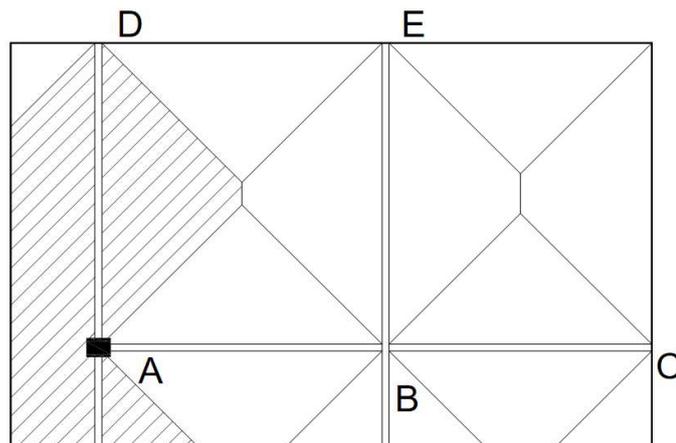


Figura 25 – Representação do segmento DA e sua área de influência.

Fonte: Autor (2017).

O esquema de forças do segmento **DA** foi ilustrado na figura 26, apenas pelo carregamento distribuído do peso da cobertura.

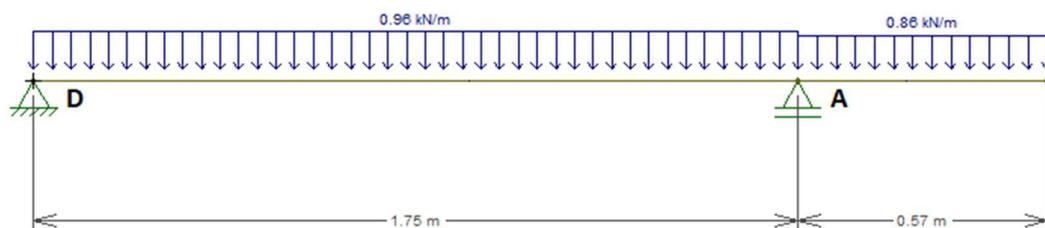


Figura 26 – Representação dos esforços do segmento DA.

Fonte: Autor (2017).

Na solução do esquema anterior, é obtido o seguinte resultado:

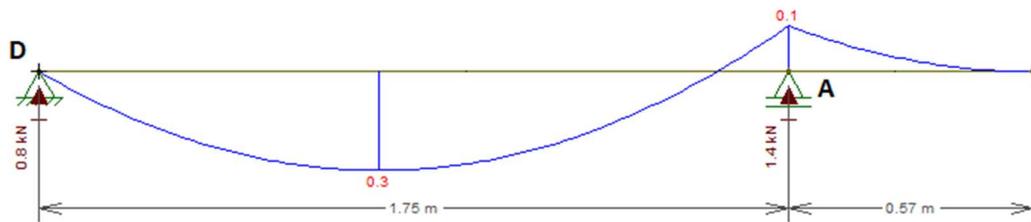


Figura 27 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento DA.

Fonte: Autor (2017).

Logo, a figura 27, mostra que a reação de apoio no ponto **A** é de 1,4 kN. Na última etapa, no segmento **AC**, foram inclusos o carregamento distribuído do peso da cobertura e as reações de apoio que o segmento **EB** descarrega no ponto **B** de 1,2 kN e o segmento **DA** que descarrega, diretamente no pilar, no ponto **A** uma carga de 1,4 kN (Figura 28).

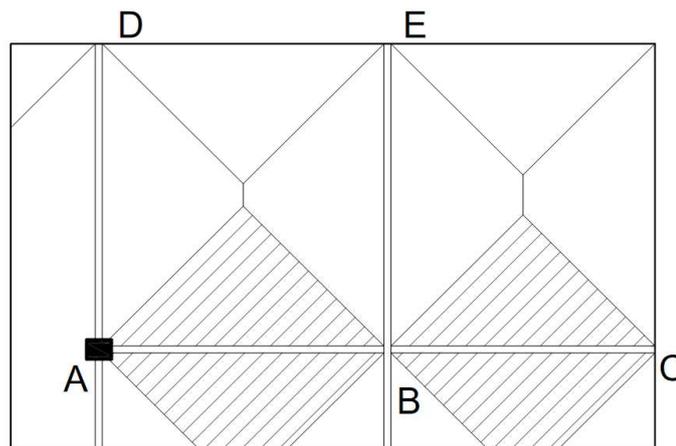


Figura 28 – Representação do segmento AC e sua área de influência.

Fonte: Autor (2017).

A figura 29 mostra o esquema da última etapa.

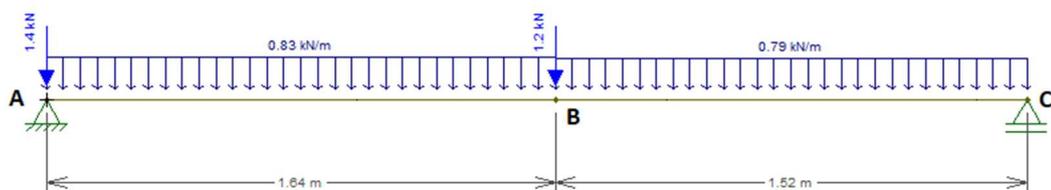


Figura 29 – Representação dos esforços do segmento AC.

Fonte: Autor (2017).

Na solução do esquema anterior, é obtido o seguinte resultado:

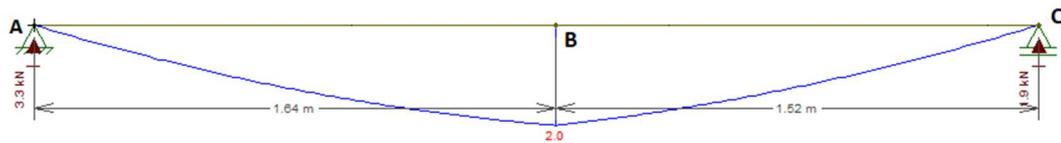


Figura 30 – Diagrama do momento fletor e reações de apoio do segmento AC.

Fonte: Autor (2017).

Analisando o esquema acima, a carga total que a cobertura descarrega no pilar é de 3,3 kN. O método detalhado nesse item possibilitou estimar a carga que o pilar recebe. Esse procedimento também foi realizado na análise de todos os pilares desse estudo, para a determinação da força vertical permanente que as coberturas exercem nos mesmos. O resultado pode ser visto na tabela 15.

Tabela 15: Valores das cargas provenientes do carregamento permanente.

Pilar	Tipo de telha	Inclinação da cobertura (α) ^(°)	Peso total da cobertura (kN/m ²)	N _{gk} (kN)
Pilar 01	Colonial	25	1,105	6,21
Pilar 02	Colonial	25	1,105	4,96
Pilar 03	Colonial	25	1,105	4,16
Pilar 04	Colonial	25	1,105	4,86
Pilar 05	Colonial	25	1,105	5,32
Pilar 06	Colonial	25	1,105	9,70
Pilar 07	Colonial	25	1,105	5,64
Pilar 08	Colonial	25	1,105	3,18
Pilar 09	Colonial	25	1,105	6,37
Pilar 10	Colonial	25	1,105	3,31
Pilar 11	Colonial	25	1,105	8,45
Pilar 12	Colonial	25	1,105	4,86
Pilar 13	Colonial	25	1,105	7,88
Pilar 14	Colonial	25	1,105	4,42
Pilar 15	Colonial	25	1,105	5,06

Fonte: Autor (2017).

Na tabela 15, a primeira coluna representa a numeração dos pilares conforme a ordem da análise. Em seguida, na segunda coluna é apresentada o tipo de telhas utilizadas, sendo

encontrada apenas o tipo Colonial (Figura 31). Além disso, a terceira coluna especifica a inclinação máxima indicada na tabela 5 para não subestimar as cargas que as estruturas de cobertura exercem. Na quarta coluna é apresentada a carga total da estrutura de cobertura devido ao peso da telha, peso da madeira e o peso da água, a partir do tipo de telha utilizada como mostra a tabela 5. Por fim, a quinta coluna mostra a carga vertical que cada pilar está sendo submetido, calculada de forma similar ao detalhamento feito para o pilar 10.



Figura 31 – Telha colonial.

Fonte: <<http://construindodecor.com.br/telha-colonial/>>.

4.1.2 Análise das ações variáveis

O carregamento accidental é produzido pelos esforços da sobrepressão do vento ($N_{d,1}$) e por um possível carregamento devido a manutenção e reparo na estrutura ($N_{d,2}$). Neste estudo, a carga adotada para manutenção foi de $0,5 \text{ KN/m}^2$, valor obtido da NBR 6120 (1980), sendo suficiente para prever o peso de pessoas, equipamentos e materiais. Sendo assim, o processo para definir a carga do vento, detalhado no item 3.4.2, tem como base o uso das isopletras (figura 18) para determinar a velocidade do vento na região onde o município de Delmiro Gouveia/AL se encontra, que equivale a 30 m/s . Dessa maneira, é preciso determinar o fator topográfico (S_1), o fator de rugosidade (S_2) e o fator estatístico (S_3), para isso é necessário fazer algumas observações nas localidades onde os pilares se encontram. Sendo assim, percebeu-se que os pilares estavam localizados em terrenos planos com obstáculos, como muros e pequenas edificações que não excediam 20 metros de altura. Logo tem-se:

$$\theta \leq 3^\circ: S_1 = 1; \text{ (Equação 08)}$$

$$\begin{cases} \text{Categoria do terreno: III} \\ \text{Classe do terreno: A} \\ Z < 5 \end{cases} \therefore S_2 = 0,88; \text{ (Tabela 6)}$$

Como os pilares pertencem a residência e comércios, usa-se:

$$\text{Grupo 2: } S_3 = 1; \text{ (tabela 7)}$$

A partir da equação 07, tem-se:

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 = 30 \cdot 1 \cdot 0,88 \cdot 1$$

$$V_k = 26,4 \text{ m/s}$$

Sendo assim, a pressão do vento é determinada a partir da equação 06:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 = 0,613 \cdot (26,4)^2$$

$$q = 427 \text{ N/m}^2$$

$$q = 0,427 \text{ KN/m}^2$$

Por fim, para determinar a sobrepessão do vento de acordo com a inclinação da cobertura (α), utiliza-se a equação 11:

$$q_n = q \cdot \text{sen}(\alpha + 10^\circ) = 0,427 \cdot \text{sen}(25^\circ + 10^\circ)$$

$$q_n = 0,245 \text{ KN/m}^2$$

Dessa maneira, aplicando um procedimento análogo ao descrito na seção 4.1.1, executou-se os cálculos para as ações variáveis, como mostra a tabela 16.

Tabela 16: Valores das cargas provenientes da pressão do vento e carregamento de manutenção.

Pilar	Tipo de telha	Inclinação da cobertura (α) ^(°)	Pressão do vento (KN/m ²)	Carregamento de manutenção (KN/m ²)	N _{qk,1} (KN)	N _{qk,2} (KN)
Pilar 01	Colonial	25	0,245	0,5	1,38	2,80
Pilar 02	Colonial	25	0,245	0,5	1,41	2,78
Pilar 03	Colonial	25	0,245	0,5	0,94	1,88
Pilar 04	Colonial	25	0,245	0,5	1,09	2,19
Pilar 05	Colonial	25	0,245	0,5	1,16	2,40
Pilar 06	Colonial	25	0,245	0,5	2,14	4,40
Pilar 07	Colonial	25	0,245	0,5	1,25	2,55
Pilar 08	Colonial	25	0,245	0,5	0,70	1,44
Pilar 09	Colonial	25	0,245	0,5	1,59	2,88
Pilar 10	Colonial	25	0,245	0,5	0,72	1,49
Pilar 11	Colonial	25	0,245	0,5	1,86	3,84
Pilar 12	Colonial	25	0,245	0,5	1,07	2,19
Pilar 13	Colonial	25	0,245	0,5	1,77	3,60
Pilar 14	Colonial	25	0,245	0,5	0,98	1,99
Pilar 15	Colonial	25	0,245	0,5	1,13	2,28

Fonte: Autor (2017).

Na tabela 16, as colunas 4 e 5 mostram os valores da pressão do vento, que atua na cobertura de acordo com sua inclinação (α) e o valor da tensão de manutenção, respectivamente. Nas colunas 6 e 7 estão representados os valores das cargas dessas ações nos pilares, onde $N_{qk,1}$ equivale a carga da sobrepessão do vento e $N_{qk,2}$ corresponde a uma carga provocada por uma provável manutenção do telhado.

4.1.3 Valores das combinações das cargas

Na análise dos pilares, existem duas ações variáveis: a carga do vento e da manutenção. Sendo assim, como foi detalhado no item 3.5.1, para determinar o valor total da carga que atua no pilar, é preciso considerar duas situações. A primeira é que a carga do vento atua como ação principal e a outra situação é que a carga de manutenção seja à ação principal, adotando a situação que apresenta o maior valor, ou seja, a situação mais desfavorável.

Por se tratar de ações permanentes de grande variabilidade o coeficiente de segurança (γ_g) equivale a 1,4 (Tabela 10). O coeficiente de ações variáveis (γ_Q), considerando combinações normais, equivale a 1,4. O fator de combinação (Ψ_0), de acordo com a Tabela 13, corresponde a 0,5 quando considera-se o vento como ação principal e 0,4 quando a carga de manutenção assumir essa função. A NBR 7190 destaca que ações de curta ou media duração terão seus valores atuantes reduzidos, permitindo adotar um parâmetro de 0,75 quando a ação do vento representar a ação variável principal. A seguir, utiliza-se a equação 12 para o cálculo de ambas as situações.

Vento como ação variável principal:

$$N_{d,1} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] = 1,4 \cdot 3,31 + 1,4 \cdot (0,75 \cdot 0,72 + (0,5 \cdot 1,49))$$

$$N_{d,1} = 6,433 \text{ KN}$$

Carga de manutenção como ação variável principal:

$$N_{d,2} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right] = 1,4 \cdot 3,31 + 1,4 \cdot (1,49 + (0,4 \cdot 0,72))$$

$$N_{d,2} = 7,123 \text{ KN}$$

Como pode-se observar nos cálculos anteriores, a situação mais desfavorável foi a que representou a carga de manutenção como ação variável principal. Sendo assim, o valor adotado para a carga aplicada no Pilar 10 (N_d) é de 7,12 kN. Os valores de N_d para todos os pilares analisados estão representados na Tabela 17.

Tabela 17: Valores de cálculo das combinações de ações variáveis.

Pilar	N_{gk} (kN)	$N_{qk,1}$ (kN)	$N_{qk,2}$ (kN)	$N_{d,1}$ (kN)	$N_{d,2}$ (kN)
Pilar 01	6,21	1,38	2,80	12,10	13,39
Pilar 02	4,96	1,41	2,78	10,37	11,63
Pilar 03	4,16	0,94	1,88	8,13	8,98
Pilar 04	4,86	1,09	2,19	9,48	10,48
Pilar 05	5,32	1,16	2,40	10,35	11,46
Pilar 06	9,70	2,14	4,40	18,91	20,94
Pilar 07	5,64	1,25	2,55	10,99	12,17
Pilar 08	3,18	0,70	1,44	6,20	6,86
Pilar 09	6,37	1,59	2,88	12,60	13,84
Pilar 10	3,31	0,72	1,49	6,43	7,12
Pilar 11	8,45	1,86	3,84	16,47	18,25
Pilar 12	4,86	1,07	2,19	9,46	10,47
Pilar 13	7,88	1,77	3,60	15,41	17,06
Pilar 14	4,42	0,98	1,99	8,61	9,52
Pilar 15	5,06	1,13	2,28	9,87	10,91

Fonte: Autor (2017).

Na tabela 17, as colunas 2, 3 e 4 mostram os valores dos esforços característicos (N_{gk} , $N_{qk,1}$, $N_{qk,2}$). Nas colunas 5 e 6 mostram as duas combinações das ações variáveis, calculando $N_{d,1}$ para a ação variável principal o vento e $N_{d,2}$ com a carga de manutenção assumindo esse posto. Sendo assim, as situações destacadas (amarelo) são as que apresentam a situação mais desfavorável e serão adotadas para os cálculos seguintes.

4.2 Propriedades da madeira

Para saber quais propriedades da madeira deveriam ser utilizadas para o presente trabalho, foi necessário visitar alguns estabelecimentos que fornecem esse material. Foram visitadas 3 madeireiras, do município de Delmiro Gouveia-AL, sendo que todas elas fornecem a espécie

Maçaranduba (*Manilkara spp*), duas delas fornecem as espécies Ipê (*Tabebuia serratifolia*) e Jatobá (*Hymenaea spp*) sendo comercializadas como madeira mista, que podem ser lotes apenas da espécie Ipê, apenas da Jatobá ou lotes que contenham ambas as espécies.

Dessa forma, a espécie Maçaranduba tem resistência paralela as fibras igual a 82,9 MPa, a espécie Ipê igual 76,0 MPa e a espécie Jatobá igual a 93,3 MPa, valores obtidos da Tabela 1.

4.2.1 Estimativa da resistência da madeira

Para estimar a resistência da madeira foram utilizadas as equações que pertencem a NBR 7190 (1997). Dessa maneira, para os seguintes cálculos foi escolhida a espécie Ipê por ter características mecânicas inferiores se comparada com as espécies Maçaranduba e Jatobá. Para determinar o valor da resistência característica à compressão paralela as fibras, utiliza-se a Equação 03.

$$f_{c0,k} = 0,7 \cdot f_{c,m} = 0,7 \cdot 76,0$$

$$f_{c0,k} = 53,2 \text{ MPa}$$

Por serem pilares produzidos com madeira serrada e com classe de carregamento permanente, utilizando a Tabela 2, o coeficiente parcial de modificação $k_{mod,1} = 0,6$. Sendo assim, utilizando a umidade relativa adquirida a partir dos dados do *Wolfram Alpha* de 58%, a Tabela 3, indica a Classe de Umidade 1. Desta maneira, utilizando a tabela 4, o coeficiente parcial de modificação $k_{mod,2} = 1$. Como a madeira não foi submetida a nenhuma inspeção ou classificação, o coeficiente parcial de modificação $k_{mod,3} = 0,8$. Enfim, aplicando a Equação 04, é possível determinar o valor do coeficiente de modificação (k_{mod}).

$$k_{mod} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8$$

$$k_{mod} = 0,480$$

A resistência de cálculo à compressão paralela as fibras é dada pela Equação 02, sendo $\gamma_w = 1,4$:

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,k}}{\gamma_w} = 0,480 \cdot \frac{53,2}{1,4}$$

$$f_{c0,d} = 18,24 \text{ MPa}$$

4.2.2 Estimativa de rigidez

O módulo de elasticidade longitudinal médio ($E_{co,m}$) do Ipê é 18.011 MPa (Tabela 1). Com isso, a Equação 05 possibilita calcular o módulo de elasticidade efetivo ($E_{co,ef}$):

$$E_{co,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{co,m} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 18.011$$

$$E_{co,ef} = 8.645,28 \text{ MPa}$$

4.3 Verificação da estabilidade

O cálculo do índice de esbeltez é feito em função das características das peças isoladas e da seção composta, de acordo com as equações definidas pela NBR 7190 (1997). Sendo assim, com o uso da Equação 31 é possível determinar a área de cada elemento da seção transversal do pilar 10:

$$A_1 = b_1 \cdot h_1 = 5 \cdot 11$$

$$A_1 = 55 \text{ cm}^2$$

Os valores dos momentos de inercia das peças isoladas nos dois eixos principais são obtidos a partir das equações 32 e 33.

$$I_1 = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = \frac{5 \cdot 11^3}{12}$$

$$I_1 = 554,58 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} = \frac{11 \cdot 5^3}{12}$$

$$I_2 = 114,58 \text{ cm}^4$$

A área da seção composta é obtida obtida pela Equação 34:

$$A = n \cdot A_1 = 2 \cdot 55$$

$$A = 110 \text{ cm}^2$$

Os valores dos momentos de inercia da seção composta nos dois eixos principais são obtidos a partir das Equações 35 e 36:

$$I_x = n \cdot I_1 = 2 \cdot 554,58$$

$$I_x = 1.109,17 \text{ cm}^4$$

$$I_y = n \cdot I_2 + 2 \cdot A_1 \cdot a_1^2 = 2 \cdot 114,58 + 2 \cdot 55 \cdot 4,5^2$$

$$I_y = 2.456,67 \text{ cm}^4$$

O valor do coeficiente β_I é obtido pelas Equações 38 e 39:

$$\beta_I = \frac{I_2 \cdot m^2}{I_2 \cdot m^2 + \alpha_y \cdot I_y} = \frac{114,58 \cdot 2,269^2}{114,58 \cdot 2,269^2 + 1,25 \cdot 2.456,67}$$

$$\beta_I = 0,1611$$

$$m = \frac{L}{L_1} = \frac{2,45}{1,08}$$

$$m = 2,269$$

O valor do momento de inercia efetivo ($I_{y,ef}$) é obtido a partir da Equação 37:

$$I_{y,ef} = \beta_I \cdot I_y = 0,1611 \cdot 2.456,67$$

$$I_{y,ef} = 395,74 \text{ cm}^4$$

Com essas informações, é possível determinar os índices de esbeltez para os dois principais eixos, com os cálculos expostos em seguida.

- Eixo x:

Índice de esbeltez (Equação 20):

$$\lambda_x = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{245}{\sqrt{\frac{1.109,17}{110}}}$$

$$\lambda_x = 77,15$$

Os valores do índice de esbeltez, equivalente ao eixo x, dos pilares analisados nesse trabalho estão representados na Tabela 18.

Tabela 18: Valores do índice de esbeltez do eixo x.

Pilar	Características geométricas dos pilares									λ_x
	b ₁ (cm)	h ₁ (cm)	L ₁ (cm)	L (cm)	n	A ₁ (cm ²)	A (cm ²)	I ₁ (cm ⁴)	I _x (cm ⁴)	
Pilar 01	4,0	10,5	89	235	2	42,0	84,0	385,88	771,75	77,53
Pilar 02	5,5	10,0	122	248	2	55,0	110,0	458,33	916,67	85,91
Pilar 03	6,5	11,0	96	220	2	71,5	143,0	720,96	1441,92	69,28
Pilar 04	5,0	11,0	121	203	2	55,0	110,0	554,58	1109,17	63,93
Pilar 05	5,0	11,0	130	292	2	55,0	110,0	554,58	1109,17	91,96
Pilar 06	5,5	18,0	131	287	2	99,0	198,0	2673,00	5346,00	55,23
Pilar 07	5,0	14,0	108	240	2	70,0	140,0	1143,33	2286,67	59,38
Pilar 08	5,0	12,0	125	265	2	60,0	120,0	720,00	1440,00	76,50
Pilar 09	5,0	11,0	119	261	2	55,0	110,0	554,58	1109,17	82,19
Pilar 10	5,0	11,0	108	245	2	55,0	110,0	554,58	1109,17	77,15
Pilar 11	5,0	14,5	146	280	2	72,5	145,0	1270,26	2540,52	66,89
Pilar 12	5,0	14,0	98	230	2	70,0	140,0	1143,33	2286,67	56,91
Pilar 13	5,0	13,0	145	210	2	65,0	130,0	915,42	1830,83	55,96
Pilar 14	5,5	11,0	100	244	2	60,5	121,0	610,04	1220,08	76,84
Pilar 15	5,0	14,5	71	196	2	72,5	145,0	1270,26	2540,52	46,83

Fonte: Autor (2017).

- Eixo y:

Índice de esbeltez (Equação 20):

$$\lambda_y = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_{y,ef}}{A}}} = \frac{245}{\sqrt{\frac{395,74}{110}}}$$

$$\lambda_y = 129,17$$

Os valores do índice de esbeltez, equivalente ao eixo y, dos pilares analisados nesse trabalho estão representados na Tabela 19.

Tabela 19: Valores do índice de esbeltez do eixo y.

Pilar	Características geométricas dos pilares													λ_y
	b ₁ (cm)	h ₁ (cm)	a ₁ (cm)	L ₁ (cm)	L (cm)	n	A ₁ (cm ²)	A (cm ²)	I ₂ (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	m	β ₁	I _{y,ef} (cm ⁴)	
Pilar 01	4,0	10,5	3,8	89	235	2	42,0	84,0	56,00	1293,25	2,64	0,19	251,58	135,79
Pilar 02	5,5	10,0	4,5	122	248	2	55,0	110,0	138,65	2504,79	2,03	0,15	387,44	132,14
Pilar 03	6,5	11,0	4,8	96	220	2	71,5	143,0	251,74	3729,92	2,29	0,22	824,00	91,65
Pilar 04	5,0	11,0	5,0	121	203	2	55,0	110,0	114,58	2979,17	1,68	0,08	237,44	138,17
Pilar 05	5,0	11,0	5,0	130	292	2	55,0	110,0	114,58	2979,17	2,25	0,13	400,33	153,06
Pilar 06	5,5	18,0	5,8	131	287	2	99,0	198,0	249,56	7045,50	2,19	0,12	843,54	139,05
Pilar 07	5,0	14,0	4,0	108	240	2	70,0	140,0	145,83	2531,67	2,22	0,19	469,33	131,08
Pilar 08	5,0	12,0	4,5	125	265	2	60,0	120,0	125,00	2680,00	2,12	0,14	384,89	147,97
Pilar 09	5,0	11,0	5,0	119	261	2	55,0	110,0	114,58	2979,17	2,19	0,13	384,11	139,67
Pilar 10	5,0	11,0	4,5	108	245	2	55,0	110,0	114,58	2456,67	2,27	0,16	395,74	129,17
Pilar 11	5,0	14,5	5,0	146	280	2	72,5	145,0	151,04	3927,08	1,92	0,10	399,24	168,74
Pilar 12	5,0	14,0	5,0	98	230	2	70,0	140,0	145,83	3791,67	2,35	0,14	549,49	116,09
Pilar 13	5,0	13,0	5,0	192	220	2	65,0	130,0	135,42	3520,83	1,15	0,04	136,71	214,53
Pilar 14	5,5	11,0	5,0	100	244	2	60,5	121,0	152,51	3330,02	2,44	0,18	596,31	109,91
Pilar 15	5,0	14,5	4,8	71	196	2	72,5	145,0	151,04	3573,65	2,76	0,20	732,17	87,22

Fonte: Autor (2017).

Como pode ser observado, as Tabelas 18 e 19 apresentam os índice de esbeltez dos dois principais eixos. Dessa maneira, em relação ao eixo x, a maior parte dos pilares podem ser classificados como estruturas medianamente esbeltas (azul) ($40 \leq \lambda \leq 80$) com exceção dos pilares 2, 5 e 9 que são classificados como estruturas esbeltas (amarelo) ($\lambda > 80$). No entanto, em relação ao eixo y, a maior parte dos pilares foram classificados como estruturas esbeltas (amarelo) ($\lambda > 80$). Além disto, é possível perceber que os pilares 5, 8, 11 e 13 tiveram o índice de esbeltez superior a 140 (vermelho) que é o máximo estabelecido pela NBR 7190 (1997). Dessa forma, não é possível fazer a verificação desses pilares, por não serem assegurados pela NBR 7190 (1997), sendo classificados como não conformes. Sendo assim, em relação ao eixo x as estruturas foram verificadas como medianamente esbeltas e esbeltas, de acordo com o índice de esbeltez, e em relação ao eixo y as estruturas foram verificadas apenas como peças esbeltas.

Dando sequência, em relação ao eixo x, a verificação de estabilidade de peças medianamente esbeltas é calculada a partir de alguns parâmetros fundamentais. Dessa maneira, no exemplo do pilar 10, a excentricidade mínima (e_a) é obtida a partir da Equação 21:

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{245}{300}$$

$$e_a = 0,817 \text{ cm}$$

Sendo, a excentricidade inicial (e_i) calculada pela Equação 22:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} > \frac{h}{30}$$

Como as vigas não transmitem momento para pilar, como mostra a Figura 32, M_{1d} é nulo;



Figura 32 – Vigas apoiadas no pilar 10.

Fonte: Autor (2017).

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{11}{30}$$

$$e_i = 0,37 \text{ cm}$$

A excentricidade de primeira ordem (e_1) é obtida pela Equação 23:

$$e_1 = e_i + e_a = 0,37 + 0,817$$

$$e_1 = 1,18 \text{ cm}$$

Sabe-se que a carga crítica de Euler (F_E) é calculada pela Equação 24:

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 864,528 \cdot 1.109,17}{245^2}$$

$$F_E = 157,67 \text{ KN}$$

Através da Equação 26 é possível obter o momento fletor de segunda ordem (M_d):

$$M_d = N_d \cdot e_1 \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 7,12 \cdot 1,18 \cdot \left(\frac{157,67}{157,67 - 7,12} \right)$$

$$M_d = 8,83 \text{ KN.cm}$$

Em seguida, calcula-se a tensão de compressão devida a força normal a partir da Equação 13:

$$\sigma_{N,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{7,12}{110}$$

$$\sigma_{N,d} = 0,065 \text{ KN/cm}^2$$

A tensão de compressão devida ao momento fletor (M_d) é obtida a partir da Equação 17. Onde o modulo de resistência (W_y) é calculado pela Equação 19:

$$W_x = \frac{I_x}{y} = \frac{1.109,17}{\frac{11}{2}}$$

$$W_x = 201,67 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d}}{W_x} = \frac{8,83}{201,67}$$

$$\sigma_{Mx,d} = 0,045 \text{ KN/cm}^2$$

Com os valores da resistência da madeira e das tensões estabelecidos anteriormente é possível fazer a verificação da estabilidade a partir da Equação 25:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\frac{0,065}{1,824} + \frac{0,045}{1,824} \leq 1$$

$$0,06 \leq 1 \text{ (Verificado)}$$

Dessa forma, de acordo com o resultado acima, tem-se que o pilar em exemplo (pilar 10), em relação ao eixo x, tem sua estabilidade verificada. Nesse sentido, o resultado das verificações de estabilidade dos outros pilares analisados estão representados na Tabela 20.

Tabela 20: Resultados da verificação de estabilidade em relação ao eixo X.

Pilar	FE (KN)	Excentricidades					M _d (KN.cm)	W (cm ³)	Tensões		f _{c0,d} (KN/cm ²)	Verificação
		e _a (cm)	e _i (cm)	e _c (cm)	e _l (cm)	e _{l,ef} (cm)			σ _{N,d} (KN/cm ²)	σ _{Mx,d} (KN/cm ²)		
Pilar 01	119,24	0,78	0,35	-	1,13	-	17,09	147,00	0,16	0,12	1,82	0,15
Pilar 02	127,17	0,83	0,33	0,06	1,16	1,22	15,56	183,33	0,11	0,08	1,82	0,10
Pilar 03	254,20	0,73	0,37	-	1,10	-	10,24	262,17	0,06	0,04	1,82	0,06
Pilar 04	229,66	0,68	0,37	-	1,04	-	11,46	201,67	0,10	0,06	1,82	0,08
Pilar 05	111,00	0,97	0,37	0,08	1,34	1,42	18,08	201,67	0,10	0,09	1,82	0,11
Pilar 06	553,79	0,96	0,60	-	1,56	-	33,87	594,00	0,11	0,06	1,82	0,09
Pilar 07	338,73	0,80	0,47	-	1,27	-	15,98	326,67	0,09	0,05	1,82	0,07
Pilar 08	174,96	0,88	0,40	-	1,28	-	9,16	240,00	0,06	0,04	1,82	0,05
Pilar 09	138,93	0,87	0,37	0,07	1,24	1,30	20,04	201,67	0,13	0,10	1,82	0,12
Pilar 10	157,67	0,82	0,37	-	1,18	-	8,83	201,67	0,06	0,04	1,82	0,06
Pilar 11	276,49	0,93	0,48	-	1,42	-	27,68	350,42	0,13	0,08	1,82	0,11
Pilar 12	368,83	0,77	0,47	-	1,23	-	13,29	326,67	0,07	0,04	1,82	0,06
Pilar 13	354,23	0,70	0,43	-	1,13	-	20,32	281,67	0,13	0,07	1,82	0,11
Pilar 14	174,86	0,81	0,37	-	1,18	-	11,88	221,83	0,08	0,05	1,82	0,07
Pilar 15	564,27	0,65	0,48	-	1,14	-	12,64	350,42	0,08	0,04	1,82	0,06

Fonte: Autor (2017).

Na Tabela 20, analisando os valores exibidos na coluna 13, percebe-se que todas as verificações de estabilidade tiveram valores menores que 1. É preciso analisar também a estabilidade das peças em relação ao eixo y.

Em seguida, em relação ao eixo y, a verificação de estabilidade de peças esbeltas também é calculada a partir de alguns parâmetros fundamentais. Dessa maneira, no exemplo do pilar 10, a excentricidade mínima (e_a) é obtida a partir da Equação 21:

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{245}{300}$$

$$e_a = 0,817 \text{ cm}$$

Sendo, a excentricidade inicial (e_i) calculada pela Equação 22:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} > \frac{h}{30}$$

Como M_{1d} é nulo:

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{14}{30}$$

$$e_i = 0,47 \text{ cm}$$

Sabe-se que a carga crítica de Euler (F_E) é calculada pela Equação 24:

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I_{y,ef}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 864,528 \cdot 395,74}{245^2}$$

$$F_E = 56,25 \text{ KN}$$

A excentricidade suplementar é obtida com a Equação 29. Dessa forma, foi considerado que as estruturas analisadas possuem classe de carregamento permanente, nesse caso, com a ajuda da Tabela 14, o coeficiente de fluência (ϕ) é igual a 0,8. Os fatores de combinação, que podem ser obtidos na Tabela 13, para cargas acidentais dos edifícios Ψ_1 e Ψ_2 equivalem a 0,3 e 0,2, respectivamente. Logo, a excentricidade suplementar (e_c) é calculada da seguinte maneira:

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

$$e_c = (0,47 + 0,817) \cdot \left\{ \exp \left\{ \frac{0,8 [3,31 + (0,3 + 0,2) 2,21]}{56,254 - [3,31 + (0,3 + 0,2) 2,21]} \right\} - 1 \right\}$$

$$e_c = 0,090 \text{ cm}$$

Então, a partir da Equação 27, determina-se a excentricidade total:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c = 0,47 + 0,817 + 0,090$$

$$e_{1,ef} = 1,377 \text{ cm}$$

Através da Equação 30 é possível determinar o momento fletor de segunda ordem (M_d):

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 7,12 \cdot 1,377 \cdot \left(\frac{56,254}{56,254 - 7,12} \right)$$

$$M_d = 11,20 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

Nesse caso, a verificação de estabilidade da madeira para peças de seção composta solidarizadas descontinuamente é realizada com o uso da Equação 40 estabelecida pela NBR 7190 (1997). Entretanto, antes é preciso calcular o valor do módulo de resistência a flexão (W_2) utilizando a Equação 41:

$$W_2 = \frac{I_2}{\frac{b_1}{2}} = \frac{114,58}{\frac{5}{2}}$$

$$W_2 = 45,83 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot W_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \leq f_{c0,d}$$

$$\frac{7,12}{110} + \frac{11,20 \cdot 114,58}{395,74 \cdot 56,53} + \frac{11,20}{2 \cdot 4,5 \cdot 55} \left(1 - 2 \frac{114,58}{395,74} \right) \leq 1,824$$

$$0,15 \leq 1,824 \text{ (Verificado)}$$

Dessa forma, de acordo com o resultado acima, tem-se que o pilar em exemplo (pilar 10), em relação ao eixo y, tem sua estabilidade verificada. Nesse sentido, o resultado das verificações de estabilidade dos outros pilares analisados estão representados na Tabela 21.

Tabela 21: Resultados da verificação de estabilidade em relação ao eixo Y.

Pilar	N _d (KN)	I _{y,ef} (cm ³)	FE (KN)	Excentricidades				M _d (KN.cm)	W ₂ (cm ³)	f _{c0,d} (KN/cm ²)	Verificação
				e _a (cm)	e _i (cm)	e _c (cm)	e _{1,ef} (cm)				
Pilar 01	13,39	251,58	38,87	0,78	0,38	0,19	1,36	27,74	28,00	1,824	0,45
Pilar 02	11,63	387,44	53,75	0,83	0,48	0,11	1,42	21,08	50,42	1,824	0,27
Pilar 03	8,98	824,00	145,27	0,73	0,53	0,03	1,30	12,42	77,46	1,824	0,12
Pilar 04	10,48	237,44	49,16	0,68	0,50	0,11	1,28	17,11	45,83	1,824	0,28
Pilar 05	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 06	20,94	843,54	87,38	0,96	0,57	0,16	1,68	46,35	90,75	1,824	0,28
Pilar 07	12,17	469,33	69,52	0,80	0,43	0,09	1,32	19,52	58,33	1,824	0,21
Pilar 08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 09	13,84	384,11	48,11	0,87	0,50	0,18	1,55	30,08	45,83	1,824	0,36
Pilar 10	7,12	395,74	56,25	0,82	0,47	0,09	1,38	11,20	45,83	1,824	0,15
Pilar 11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 12	10,47	549,49	88,63	0,77	0,50	0,06	1,33	15,75	58,33	1,824	0,16
Pilar 13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 14	9,52	596,31	85,46	0,81	0,52	0,06	1,39	14,89	55,46	1,824	0,16
Pilar 15	10,91	732,17	162,62	0,65	0,48	0,03	1,17	13,64	60,42	1,824	0,13

Fonte: Autor (2017).

Na Tabela 21, nota-se que os pilares que tiveram índice de esbeltez maior que 140 não entram na verificação de estabilidade, porém, aparentemente não apresentaram nenhum tipo de deformação. Analisando os valores exibidos na coluna 11, percebe-se que todas as verificações de estabilidade tiveram valores menores que a resistência de cálculo. Dessa maneira, é possível assegurar que todos os pilares analisados apresentam características de esbeltez que atendem aos procedimentos que a NBR 7190 (1997) estabelece.

Comparando o presente trabalho com o estudo feito por Almeida (2016) na cidade de Arapiraca – AL, apesar de serem municípios não tão distantes, verifica-se que todas as estruturas analisadas tiveram índice de esbeltez menor que 140 e suas estabilidades verificadas,

diferentemente do presente estudo que foi possível constatar estruturas com $\lambda > 140$ não sendo possível fazer a verificação de sua estabilidade de acordo com a NBR 7190 (1997).

4.4 Verificação da resistência

A verificação da resistência da madeira para peças de seção composta solidarizadas descontinuamente é realizada com o uso das Equações 14 e 15 estabelecida pela NBR 7190 (1997). Entretanto, antes é preciso obter valor da tensão de compressão devido a força normal (σ_{Nd}) através da Equação 13 e as tensões máximas devidas as componentes de flexão atuantes na direção x ($\sigma_{Md,x}$) e y ($\sigma_{Md,y}$), determinados pelas equações 16 e 17, respectivamente.

Como σ_{Nd} e $\sigma_{Md,x}$ já foram obtidos anteriormente, foi detalhado apenas o cálculo do $\sigma_{Md,y}$:

$$\sigma_{My,d} = \frac{M_{y,d}}{\frac{I_{y,ef}}{x}} = \frac{11,20}{\frac{395,74}{\frac{14}{2}}}$$

$$\sigma_{My,d} = 0,20 \text{ KN/cm}^2$$

Assim,

$$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{0,06}{1,824}\right)^2 + \frac{0,045}{1,824} + 0,5 \frac{0,20}{1,824} \leq 1$$

$$0,081 \leq 1 \text{ (Verificado)}$$

$$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

$$\left(\frac{0,06}{1,824}\right)^2 + 0,5 \frac{0,045}{1,824} + \frac{0,20}{1,824} \leq 1$$

$$0,12 \leq 1 \text{ (Verificado)}$$

Sendo, o coeficiente de correção (K_M) é igual a 0,5 para seções retangulares.

A verificação de resistência dos demais pilares estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22: Resultados da verificação de resistência.

Pilar	Coeficiente	$\sigma_{N,d}$ (KN/cm ²)	$\sigma_{Mx,d}$ (KN/cm ²)	$\sigma_{My,d}$ (KN/cm ²)	$f_{c0,d}$ (KN/cm ²)	Verificação	Verificação
						$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}$	$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}}$
Pilar 01	0,5	0,16	0,12	0,68	1,824	0,26	0,41
Pilar 02	0,5	0,11	0,08	0,41	1,824	0,16	0,25
Pilar 03	0,5	0,06	0,04	0,12	1,824	0,06	0,08
Pilar 04	0,5	0,10	0,06	0,56	1,824	0,19	0,32
Pilar 05	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 06	0,5	0,11	0,06	0,49	1,824	0,17	0,29
Pilar 07	0,5	0,09	0,05	0,28	1,824	0,11	0,17
Pilar 08	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 09	0,5	0,13	0,10	0,62	1,824	0,23	0,37
Pilar 10	0,5	0,06	0,04	0,20	1,824	0,08	0,12
Pilar 11	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 12	0,5	0,07	0,04	0,22	1,824	0,08	0,13
Pilar 13	-	-	-	-	-	-	-
Pilar 14	0,5	0,08	0,05	0,20	1,824	0,09	0,12
Pilar 15	0,5	0,08	0,04	0,14	1,824	0,06	0,09

Fonte: Autor (2017).

Na Tabela 21, nota-se que os pilares que tiveram índice de esbeltez maior que 140 não entram na verificação de resistência, entretanto, também não apresentaram nenhuma tipo de deformação visível. Os valores da verificação de resistência estão apresentados nas colunas 7 e 8. Na coluna 2 constam os valores do coeficiente de correção. Na coluna 3 estão os valores das tensões de compressão devido à força normal. Nas colunas 4 e 5 estão os valores das tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes nas direções x e y , respectivamente. Por fim, a coluna 6 apresenta os valores de resistência da madeira que é o propósito dessa análise.

A partir dessas informações, uma vez que os valores calculados nas verificações foram menores que a resistência de cálculo da madeira, pode-se assegurar que as tensões que atuam nos pilares não ultrapassaram a resistência do tipo de madeira analisado.

Na verificação de resistência, no estudo de Almeida (2016), constatou-se que todos os pilares tiveram sua resistência verificada, diferentemente do atual trabalho, que de acordo com a NBR 7190 (1997) só foi possível fazer a verificação de 11 pilares dos 15 analisados, em consequência do índice de esbeltez das estruturas.

4.5 Verificação dos critérios de execução dos pilares

Na verificação de segurança da seção composta, descrito no item 3.6.3, a NBR 7190 (1997) sugere que os espaçadores devem estar simetricamente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça. Sendo assim, verificou-se que do total de 15 pilares apenas 6 (40%) tiveram essa regularidade, no entanto, nenhum dos pilares analisados apresentaram 4 espaçadores, que é o mínimo estabelecido pela norma como mostra a Figura 17. Os pilares com espaçadores afastados igualmente foram: 3, 5, 6 (Figura 33), 8, 10 e 13. Os outros pilares podem ser verificados no Apêndice A.



Figura 33 – Pilar 06.

Fonte: Autor (2017).

A NBR 7190 (1997) também estabelece que a fixação dos elementos que constituem os pilares devem ser feitas com ligações rígidas com pelo menos dois pinos ajustados dispostos ao longo

da direção do eixo longitudinal da peça. Dessa forma, foi possível perceber que apenas 3 pilares (20%) tiveram esse travamento, os demais pilares analisados tinham ligações de apenas 1 pino metálico (pregos ou parafusos). Os pilares que tiveram o correto travamento foram: 5 (Figura 34), 7 e 8.



Figura 34 – Fixação do espaçador com dois pinos no Pilar 05.

Fonte: Autor (2017).

Nessa situação, é possível afirmar que esse tipo de travamento seja essencial para que não haja o comprometimento das estruturas e da garantia de que as mesmas absorvam as cargas de maneira esperada. Desta forma, devido aos demais pilares terem suas ligações por apenas 1 pino metálico, as verificações de segurança efetuadas neste trabalho não podem ser utilizadas como único procedimento para a garantia da estabilidade dos pilares analisados.

De acordo com Almeida (2016), apenas 30% dos seus pilares analisados tinham os espaçadores simetricamente afastados entre si ao longo do comprimento do pilar, entretanto foi possível observar que nenhuma das estruturas tinham 4 espaçadores, que é um método construtivo sugerido pela NBR 7190 (1997). No travamento dos espaçadores, todos os pilares analisados (100%) apresentaram sua fixação com apenas 1 parafuso.

4.6 Resumo das verificações do Pilar 10

Para simplificar e detalhar os resultados obtidos nas verificações do pilar 10, foi elaborada a seguinte tabela:

Tabela 23: Resultados das verificações do Pilar 10.

Pilar	10		
Eixo	X		Y
Verificação de estabilidade	$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{co,d}}$		$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot W_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}}\right)$
	0,06		0,15
Verificação de resistência	$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{co,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + K_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}}$		$\left(\frac{\sigma_{N,d}}{f_{co,d}}\right)^2 + K_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{co,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{co,d}}$
	0,08		0,12
Verificação dos critérios de execução dos pilares	Espaçadores simetricamente afastados	4 espaçadores ao longo do comprimento L	Fixação dos espaçadores por 2 pinos metálicos
	Sim	Não	Não

Fonte: Autor (2017).

Na tabela acima, na linha 2 constam os dois principais eixos que os pilares foram verificados. Logo após, na linha 3, está contido a verificação de estabilidade de cada eixo dada pelas Equações 25 e 40, e seus valores de cálculo. Em seguida, na linha 4, está apresentado a verificação de resistência do pilar para cada eixo dada pelas Equações 14 e 15, e seus valores de cálculo. Por fim, na linha 5, contém a verificação dos critérios de execução dos pilares, que engloba, a simetria dos espaçadores, a quantidade mínima de espaçadores ao longo do pilar e a quantidade ideal de pinos para fixação dos espaçadores.

Com base nas informações da Tabela 23, observando que os valores das verificações de estabilidade e resistência apresentam valores inferiores à resistência de cálculo da madeira, pode-se afirmar que o pilar analisado está superdimensionado, garantindo uma segurança da peça. Entretanto, na verificação dos critérios de execução, o pilar foi dimensionado com apenas 3 espaçadores fixados com apenas 1 parafuso, prática que pode comprometer a segurança da estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho abordou assuntos relacionados ao uso da madeira de forma estrutural, a importância da utilização da mesma na construção civil e a norma que estabelece as exigências para sua utilização. Em resumo, a proposta desse trabalho foi verificar pilares de madeira, no atual cenário da construção civil onde é muito importante que se tenha um controle dos recursos utilizados, uma aplicação correta dos insumos e, conseqüentemente, uma economia maior. Logo, este trabalho procurou analisar os métodos utilizados na confecção e no dimensionamento dos pilares de madeira de seção composta de acordo com a NBR 7190 (1997).

Neste caso, pode-se afirmar que não foi possível concluir as análises de estabilidade e de resistência de todos os pilares analisados, de maneira que alguns pilares apresentaram índices de esbeltez não permitidos pela norma. Entretanto, os pilares que passaram pelas análises tiveram resultados positivos nas análises de estabilidade e resistência de acordo com os critérios estabelecidos pela NBR 7190 (1997). Ainda assim, foi possível perceber visualmente algumas discordâncias nos métodos de execução e dimensionamento dos pilares de acordo com as recomendações da norma. Sendo assim, este trabalho conclui que os métodos de execução dos pilares foram baseados na experiência dos carpinteiros e que não seguem as recomendações construtivas definidas pela NBR 7190 (1997). Nessa situação, foi possível observar que 80% dos pilares analisados tinham pinos metálicos insuficientes na fixação dos espaçadores, também foi possível verificar que alguns espaçadores foram posicionados de forma errada, que de acordo a norma, devem ser espaçados igualmente. Por fim, foi constatado que nenhum dos pilares analisados tiveram a quantidade mínima de espaçadores estabelecidos pela norma.

A vista disso, é evidente que a falta de conhecimento da norma, dos responsáveis pela construção dos pilares, compromete a aplicação dos métodos para as análises dos mesmos. Logo, pode-se afirmar que os pilares analisados não podem ser alvos de estudo, de acordo com os métodos de segurança da NBR 7190 (1997), sem que sejam feitos estudos adicionais que comprovem os efeitos que as práticas, anteriormente destacadas, causam no comportamento mecânico dos pilares.

Sugestões para trabalhos futuros:

- Análise das condições de segurança de vigas de madeira;
- Análise das condições de segurança de tesouras de madeira;
- Inspeção de patologias em estruturas de madeira e métodos para conservação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, Helanio Nunes. **Análise dimensional de estabilidade de pilares de madeira no município de Arapiraca – AL**. 2016. 95p. Trabalho de Conclusão de Curso (Monografia) – Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: 1980**. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: 1988**. Foças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

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

BRITO, Leandro Dussarrat. **Recomendações para o projeto e construção de estruturas com peças roliças de madeira de reflorestamento**. 2010. 339p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

CALIL JUNIOR, Carlito; LAHR, Francisco Antonio Rocco; DIAS, Antonio Alves. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira**. Editora Manole, 2003.

COUTINHO, Joana de Sousa. **Materiais de Construção 1. Madeiras**. Porto: Universidade do Porto, 1999.

GOOGLE. **Google Earth**. Versão 7.3.0. 2017. Delmiro Gouveia – AL. Disponível em: <<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>>. Acesso em: 03 de Novembro de 2017.

GONZAGA, Armando Luiz. **Madeira: uso e conservação**. Caderno Técnico vol.6. Programa Monumenta, 247p. Brasília, 2006.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Delmiro Gouveia:** informações completas. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=270240&search=||info%20E1%20fiscos:-informa%20E7%20F5es-completas>>. Acesso em: 23 de Agosto de 2017.

LOGSDON, Norman Barros. **Estruturas de madeira para coberturas, sob a ótica da NBR 7190/1997.** Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT. 2002.

LOURENÇO, Paulo B.; BRANCO, Jorge M. **Dos abrigos da pré-história aos edifícios de madeira do século XXI.** ISISE, Dept. Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães, 2012.

MORETTI FILHO, Justo. **Considerações sobre telhados de edifícios.** v. 12, p. 223-250. Anais da Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo. Piracicaba, SP. 1956.

PFEIL Walter, PFEIL Michéle. **Estruturas de Madeira.** 6 edição. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 2003. 224p. Rio de Janeiro, 2003.

SERVIÇO FLORESTAL BRASILEIRO (SFB); INSTITUTO DO HOMEM E MEIO AMBIENTE DA AMAZÔNIA (IMAZON). **A Atividade Madeireira na Amazônia Brasileira: Produção, Receita e Mercado.** Belém, PA. 2010.

STAMATO, Guilherme Corrêa. **Resistência ao embutimento da madeira compensada.** 1998. 116p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

VITAL, Marcos Henrique Figueiredo. **Florestas independentes no Brasil.** BNDES Setorial, Rio de Janeiro, n. 29, p. 77-130. 2009. Disponível em: <<https://web.bndes.gov.br/bib/jspui/handle/1408/1962>>. Acesso em 23 de agosto de 2017.

WIKIALAGOAS. **DELMIRO GOUVEIA**. 2017. Disponível em: <http://www.wikialagoas.al.org.br/index.php/Delmiro_Gouveia>. Acesso em 22 de agosto de 2017.

WOLFRAM ALPHA COMPUTATIONAL KNOWLEDGE ENGINE. **WOLFRAM ALPHA:** Humidade relativa de Delmiro Gouveia - AL. Disponível em: <<https://www.wolframalpha.com/input/?i=city+humidity+delmiro+gouveia>>. Acesso em: 06 de outubro de 2017.

APÊNDICE A: Fotos dos Pilares Analisados



Figura A.1: Pilar 01.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.2: Pilar 02.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.3: Pilar 03.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.4: Pilar 04.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.5: Pilar 05.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.6: Pilar 06.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.7: Pilar 07.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.8: Pilar 08.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.9: Pilar 09.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.10: Pilar 10.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.11: Pilar 11.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.12: Pilar 12.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.13: Pilar 13.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.14: Pilar 14.

Fonte: Autor (2017).



Figura A.15: Pilar 15.

Fonte: Autor (2017).