



UNIVERSIDADE FEDERAL DE ALAGOAS
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS DO SERTÃO

Helanio Nunes de Almeida

**ANÁLISE DIMENSIONAL E DE ESTABILIDADE DE PILARES DE
MADEIRA NO MUNICÍPIO DE ARAPIRACA - AL**

Delmiro Gouveia/AL
Maio/2016



Helanio Nunes de Almeida

ANÁLISE DIMENSIONAL E DE ESTABILIDADE DE PILARES DE MADEIRA NO MUNÍCIPIO DE ARAPIRACA - 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 N. da Silva.

Delmiro Gouveia/AL
Maio/2016



Helanio Nunes de Almeida

ANÁLISE DIMENSIONAL E DE ESTABILIDADE DE PILARES DE
MADEIRA NO MUNICÍPIO DE ARAPIRACA - AL

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

A447a Almeida, Helanio Nunes de.
Análise dimensional de estabilidade de pilares de madeira no município de Arapiraca – AL / Helanio Nunes de Almeida . – 2016.
. 95f.:il

Monografia (Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2016.

Orientador(a): Prof. Karlisson André N. da Silva.

- 1. Madeira – Construção Civil.**
- 2. Estrutura da madeira.**
- 3. Madeira – material de construção.**

CDU 624.011

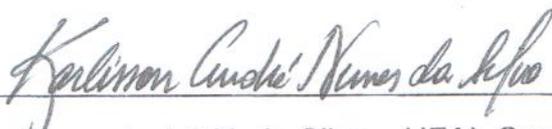
**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca do Campus do Sertão
UFAL – Delmiro Gouveia**

Delmiro Gouveia
Maio 2016

AUTOR: HELANIO NUNES DE ALMEIDA

**ANÁLISE DIMENSIONAL E DE ESTABILIDADE DE PILARES DE MADEIRA DO
MUNICÍPIO DE ARAPIRACA- 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 18 de Maio de 2016.

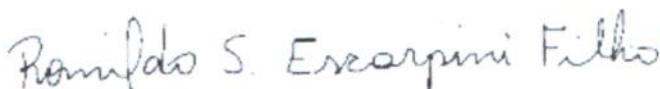


Prof. Msc. Karlisson André N. da Silva – UFAL Campus Sertão (Orientador)

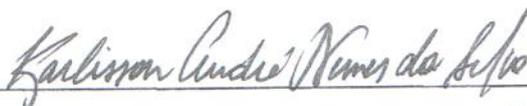
Banca examinadora:



Engenheira Msc. Soraya Delma Oliveira Araújo – (Avaliadora externa)



Prof. Dr. Romildo dos Santos Escarpini Filho (Avaliador interno)



Prof. Msc. Karlisson André N. da Silva – UFAL Campus Sertão (Avaliador interno)

AGRADECIMENTOS

A Deus, por acreditar que nossa existência pressupõe outra superior.

Aos meus pais, Helaelson e Claudirene, e irmãos que acompanharam cada dia dessa trajetória.

A toda minha família que, com muito carinho e apoio, não mediram esforços para que eu chegasse até esta etapa de minha vida.

A todos aqueles que de alguma forma doaram um pouco de si para que a conclusão deste trabalho se tornasse possível.

Em especial, ao Karlisson André N. da Silva, orientador dedicado que com sabedoria soube dirigir meus passos e pensamentos para o alcance de meus objetivos.

RESUMO

A indústria da construção civil encontra-se em uma situação de grande competitividade e escassez de recursos, na qual a implantação de qualquer empreendimento deve ser realizada de forma economicamente viável e com o uso racional de matéria prima. Nesse contexto, a madeira, principalmente quando empregado de forma estrutural, apresenta boa trabalhabilidade e propriedades mecânicas que podem representar uma solução para elaboração de projetos seguros e viáveis economicamente. Desta forma, se faz necessário o desenvolvimento de estudos que tenham como alvo esclarecer a eficiência da aplicabilidade da madeira e promover avanços nas técnicas de utilização da mesma. Com base nessas informações, esse estudo busca aplicar as técnicas descritas na Norma Brasileira Regulamentadora 7190 (1997) para analisar pilares de madeira localizados no município de Arapiraca – AL. Sendo assim, esse trabalho preocupou-se em executar tanto as verificações de estabilidade e resistência do material empregado quanto a análise das características construtivas das estruturas. Por fim, no que concerne aos resultados, o processo da análise dimensional e de estabilidade foi efetivo, entretanto ficou clara o não cumprimento das recomendações desta norma no que se refere as práticas construtivas dos pilares de madeira.

Palavras-chave: Madeira. Meio Ambiente. Pilar com Seção Composta.

ABSTRACT

The civil construction industry is nowadays in a situation of enormous competitiveness and lack of resources which brings to the implementation of new projects the need to be economically feasible and use the raw materials in a rational way. Within this context, the wood, especially when it is used as a structural material, shows a good workability and mechanical properties that can represent a solution in preparing projects that are safe and brings economic benefits at the same time. In this manner, it is necessary to develop studies that focus on clarifying the efficiency of the applicability of wood and fomenting advancements in its techniques of use. Based on this, the present study aims to apply the techniques described in the Brazilian Regulatory Standard 7190 (1997) to analyze wooden pillars located in the city of Arapiraca – AL. Hence, this study was concerned in performing verifications of stability and resistance of the material used, as well as analyzing the constructive characteristics of the structures. Lastly, regarding to the results of the study, the process of dimensional and stability analysis was effective, therefore the results showed the non-compliance of the recommendations specified in the Brazilian Regulatory Standard in respect to the building practices in the wooden pillars.

Keywords: Timber. Environment. Pillar With Composite Section.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Praça Luiz Pereira Lima, Arapiraca – AL.....	16
Figura 2 – (a), (b) Abrigos pré-históricos.	17
Figura 3 – Casa construída pelos povos Celtas.	17
Figura 4 – Pont e Pons Sublicius construída pelos Romanos.	18
Figura 5 – Cruzes de Santo André.	19
Figura 6 – (a) Estrutura do tronco da árvore; (b) Da medula até a casca da árvore, pode-se obter materiais valiosos.	20
Figura 7 – Seção transversal do tronco retratando 24 anéis de crescimento anual distintos.	21
Figura 8 – (a) Seção transversal de uma típica árvore geradora de madeiras macias, (b) Seção transversal de uma típica árvore geradora de madeiras duras.	23
Figura 9 – Defeitos naturais mais comuns e onde ocorrem.	24
Figura 10 – Defeitos nas Madeiras: Nós.	24
Figura 11 – Defeitos nas Madeiras: Fendas.	25
Figura 12 – Defeitos nas Madeiras: Gretas ou Ventas.	25
Figura 13 – Defeitos nas Madeiras: Abaulamento.	26
Figura 14 – Defeitos nas Madeiras: Arqueadura.	26
Figura 15 – Defeitos nas Madeiras: Fibras reversas.	27
Figura 16 – Defeitos nas Madeiras: Esmoadá ou Quina morta.	27
Figura 17 – Mapa de Arapiraca com divisão de bairros.	32
Figura 18 – Peças solidarizadas descontinuamente.	34
Figura 19 – Isopletas de velocidade básica.	41
Figura 20 – (a) Pilar com extremidade livre; (b) Pilar com extremidades indeslocáveis.	51
Figura 21 – Representação da cobertura do Pilar 15.	56
Figura 22 – Posição das terças da cobertura.	57
Figura 23 – Representação da primeira etapa	57
Figura 24 – Esquema dos esforços da primeira etapa.	58
Figura 25 – Diagrama de momento fletor e reações da primeira etapa.	58
Figura 26 – Representação da segunda etapa.	59
Figura 27 – Esquema dos esforços da segunda etapa.	59

Figura 28 – Diagrama de momento fletor e reações da segunda etapa.	59
Figura 29 – Representação da terceira etapa.	60
Figura 30 – Esquema dos esforços da terceira etapa.	60
Figura 31 – Emenda entre terças.	61
Figura 32 – Diagrama de momento fletor e reações da terceira etapa.....	61
Figura 33 – Pilar 11.	79
Figura 34 – Fixação do espaçador feita por apenas 1 parafuso.....	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento.	35
Tabela 2: Valores de $k_{mod,1}$.	38
Tabela 3: Valores de $k_{mod,2}$.	38
Tabela 4: Classes de umidade.	38
Tabela 5: Dados para cálculo simplificado de telhados convencionais de madeira.	40
Tabela 6: Categoria do terreno.	42
Tabela 7: Classe da edificação.	43
Tabela 8: Fator de rugosidade S_2 .	43
Tabela 9: Fator estatístico S_3 .	44
Tabela 10: Classes de carregamento.	45
Tabela 11: Ações permanentes de pequena variabilidade.	46
Tabela 12: Ações permanentes de grande variabilidade.	46
Tabela 13: Ações permanentes indiretas.	46
Tabela 14: Ações variáveis.	47
Tabela 15: Fatores de combinação e de utilização.	47
Tabela 16: Coeficiente de fluência.	53
Tabela 17: Valores das cargas provenientes do carregamento permanente.	62
Tabela 18: Valores das cargas provenientes da pressão do vento e carregamento de manutenção.	64
Tabela 19: Valores das cargas provenientes da sobrepessão do vento e carregamento de manutenção.	66
Tabela 20: Valores do índice de esbeltez para o eixo x.	71
Tabela 21: Valores do índice de esbeltez para o eixo y.	72
Tabela 22: Resultados da verificação de estabilidade.	76
Tabela 23: Resultados da verificação de resistência.	78

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 Justificativa	13
1.2 Objetivos.....	13
1.1.1 Geral.....	13
1.1.2 Específicos	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	14
2.1 Madeira como material de construção.....	14
2.2 Processo evolutivo da utilização da madeira na construção civil.....	16
2.3 Estrutura biológica da madeira.....	19
2.3.1 Microestrutura da Madeira	22
2.3.2 Propriedades mecânicas da madeira	23
2.4 Classificação das madeiras na construção civil	28
2.5 Produção e consumo de madeira no Brasil	29
3 METODOLOGIA	31
3.1 Caracterização da área	31
3.2 Coleta de dados	33
3.3 Cálculo das propriedades da madeira	35
3.4 Cargas e esforços que atuam nos pilares	39
3.4.1 Ações permanentes.....	39
3.4.2 Carregamento acidental	40
3.5 Combinações de ações em Estados Limites Últimos (ELU)	44
3.5.1 Combinações últimas normais.....	45
3.5.2 Coeficientes para as combinações nos estados limites últimos	45
3.6 Critérios de dimensionamento para pilares de madeira.....	48
3.6.1 Peças solicitadas por compressão axial	48
3.6.2 Peças solicitadas por flexo-compressão.....	49
3.6.3 Verificação de peças compostas solidarizadas descontinuamente	54
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	56
4.1 Análise das cargas e esforços que atuam nos pilares	56

4.1.1 Análise das ações permanentes.....	56
4.1.2 Análise das ações variáveis	63
4.1.3 Valores das combinações de cargas	65
4.2 Propriedades da madeira	67
4.2.1 Análise do questionário	67
4.2.2 Estimativa da resistência da madeira	67
4.2.3 Estimativa da rigidez.....	68
4.3 Verificação de estabilidade	69
4.4 Verificação de resistência	77
4.5 Verificação dos critérios de execução dos pilares	79
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	81
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	83
APÊNDICE A: FOTOS DOS PILARES ANALISADOS	86
APÊNDICE B: QUESTIONÁRIO	95

1 INTRODUÇÃO

Diante do constante crescimento demográfico e da crescente demanda para o atendimento das necessidades humanas, observa-se um uso intenso da madeira para diversos fins. Neste cenário, menciona-se a indústria da construção civil que é responsável por parte deste consumo, sobretudo com o emprego da madeira como elemento estrutural. Para este fim se enquadra o uso da madeira como vigas, pilares, estruturas de cobertura, entre outros. Nesse contexto, se faz necessário averiguar a eficácia com que a madeira está sendo utilizada nessas estruturas, tendo em vista que a mesma possui propriedades de resistência elevada que, por vezes, pode ser subestimada.

Qualquer atividade executada no âmbito da construção civil deve ser precedida da elaboração de projetos que assegurem a sua correta execução. Esta medida pode ser considerada como fundamental para qualquer empreendimento, pois se trata de uma forma de otimizar a utilização dos materiais e mão-de-obra e evitar as perdas, tendo em vista a escassez de recursos naturais no mundo. Para projetar estruturas de madeira no território nacional tem-se como principal referência a Norma Brasileira Regulamentadora 7190 – Projeto de estruturas de madeira (NBR 7190) (1997). Entretanto, existem muitos autores que tratam do mesmo tema tanto nacionais quanto internacionais.

Diante das questões ambiental, arquitetônica e sustentável, o dimensionamento prévio de estruturas de madeira de forma otimizada e dentro das diretrizes de segurança que as normas impõem, busca reduzir as perdas que uma estrutura mal dimensionada pode acarretar. Deste modo, o presente estudo busca avaliar o dimensionamento e as práticas construtivas, por meio de estudo de caso, de uma quantidade representativa pilares de madeira situados no município de Arapiraca – AL sob a ótica da NBR 7190 (1997).

Esse trabalho tem como ponto de partida a apresentação da importância da aplicabilidade da madeira enquanto material de construção ao longo da história e suas características e informações relevantes para a construção civil. Em seguida será exposto o procedimento metodológico utilizado para atingir os objetivos propostos,

que consiste no método descrito pela NBR 7190 (1997). Então, no capítulo seguinte, será exposto o cálculo detalhado das verificações de um dos pilares, selecionado dentre os vinte que foram analisados (Pilar 15). Além disso, nesse capítulo consta os resultados para os demais pilares, bem como a interpretação dos mesmos. Por fim, se dá as considerações finais a respeito dos resultados obtido ao longo do trabalho.

1.1 Justificativa

A indústria da construção civil está cada vez mais dinâmica e competitiva e a concepção das estruturas tem que levar em consideração o alto custo dos insumos empregados principalmente se esta estrutura for composta por madeira. Nesse contexto, este trabalho se justifica na necessidade de investigar a eficiência com que a madeira está sendo empregada nas construções. Com este trabalho pretende-se aplicar o método descrito na NBR 7190 (1997) para verificar o atendimento das condições de segurança de pilares situados no município de Arapiraca- AL. Da mesma forma, tem-se a finalidade de esclarecer a eficácia do modo com que esses pilares estão sendo dimensionados. Nesse sentido, os resultados deste trabalho poderão auxiliar no futuro a concepção de estruturas eficientes para que a madeira como material estrutural seja aproveitada de uma maneira mais adequada.

1.2 Objetivos

1.1.1 Geral

O presente estudo busca fazer uma análise dimensional e de estabilidade de pilares de madeira de edificações situadas na cidade de Arapiraca-AL.

1.1.2 Específicos

Os objetivos específicos são:

- Analisar as características construtivas dos pilares;
- Estimar a carga que os pilares de madeiras analisados estão submetidos;
- Verificar as condições de resistência e estabilidade dos pilares.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo, serão abordados tópicos que referenciam a importância da aplicabilidade da madeira enquanto material de construção, a mesma foi utilizada na estruturação das obras que marcaram fortemente a história do ser humano como agente modificador do meio em que está inserido. No transcorrer do mesmo se apresentará o uso da madeira ao longo da história e o processo evolutivo que as técnicas de utilização da madeira obtiveram através da evolução tecnológica. Além disso, o aspecto da obtenção e exploração dessa matéria prima é esmiuçado com intuito de esclarecer as origens da madeira utilizada em território nacional e levantar a temática dos meios legais existentes para a extração desse material, abordando diretamente o importante aspecto da sustentabilidade ambiental.

2.1 Madeira como material de construção

Com o passar dos anos, o homem desenvolveu regras que, no que se refere ao planejamento e construção das estruturas em madeira, se baseia em experiências de erros e acertos. Atualmente, embora parte dessas regras sejam ainda implementadas no dimensionamento das construções, engenheiros e arquitetos têm desenvolvido métodos que fazem com que as estruturas de madeira sejam projetadas de acordo com princípios de engenharia, permitindo a obtenção do nível desejado de segurança estrutural, de rigidez e economicidade. Avaliando essas mudanças numericamente, pode-se dizer que para uma mesma quantidade de madeira utilizada para construir uma cabana, formada por troncos, de aproximadamente 100 m² de área no passado, pode-se hoje construir uma casa de 1000 m² (STALNAKER; HARRIS, 1997).

Nesse ínterim, a madeira proveniente das árvores tem um papel de extrema importância no que se refere a história humana, já que essa vem sendo usada e modificada desde quando os humanos visualizaram que poderiam fazer uso dos materiais encontrados em seu entorno. Nesse aspecto, a importância da madeira pode ser resumida na seguinte frase: “O homem não tem um débito mais antigo, nem tampouco mais profundo quanto o que ele tem com as árvores e suas madeiras” (BRAMWELL, 1976 apud YOUNGS; HAMZA, 2016, tradução nossa).

Ainda, essa importância é acrescida pelo fato desta possuir características únicas, pela sua abundância e versatilidade em comparação com outros materiais construtivos (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010). Tais fatos, fazem com que a madeira possa e venha a ser adaptada para diversos usos e funções (U.S. CONGRESS, 1983) tais como:

- Construção;
- Comunicação;
- Embalagem;
- Fabricação de móveis;
- Transporte;
- Geração de energia;
- Alimentação;
- Produtos químicos e fibras celulósicas;
- Produtos diversos e especiais.

Dentre as aplicações visualizadas acima, dá-se ênfase a madeira como um material construtivo pelo fato dessa estar presente nas mais antigas e importantes obras de engenharia da história, embora que as técnicas e teorias referentes as estruturas de madeira só passaram a ser estabelecidas e ter avanços significativos na primeira metade do século XX (PFEIL, 2003).

De acordo com Lourenço e Branco (2012), a madeira como material construtivo, sendo esta utilizada em sua forma bruta ou combinada com outros elementos como o barro, pedra, palha, ferro etc., pode ser visualizada em diversas formas e adaptações a depender da civilização e da época em que se está analisando, visto que além da própria evolução, outros fatores intervenientes podem ser listados, tais como o clima, os desastres naturais, tipos de árvores, recursos disponíveis e a necessidade de cada comunidade. A Figura 1 mostra uma cobertura, destinada a eventos, localizada na Praça Luiz Pereira Lima na cidade de Arapiraca – AL, cujo pilares de madeira são utilizados juntamente com outros materiais para compor a estrutura.



Figura 1 – Praça Luiz Pereira Lima, Arapiraca – AL.

Fonte: <<http://www.panoramio.com/photo/78427850>>.

Na situação acima percebe-se a utilização de toras circulares de madeira fixadas por cabos de aço e vínculos de metal aliados a uma cobertura de material flexível com sua base vinculada em uma estrutura de concreto.

2.2 Processo evolutivo da utilização da madeira na construção civil

A madeira como material construtivo foi evoluindo gradativamente com o tempo. Assim, as primeiras formas de abrigo podem ser observadas com os homens primitivos no período da pré-história. Esses abrigos, denominados também de cabanas, podiam ser temporários ou não, sendo por sua vez utilizados em defesa contra animais selvagens e intempéries. De modo geral, esses abrigos tinham um formato circular sendo construídos a partir de galhos de árvores entrelaçados (Figura 2), ou sendo também cobertos por folhas ou cascas de árvores (ANON, 2008).

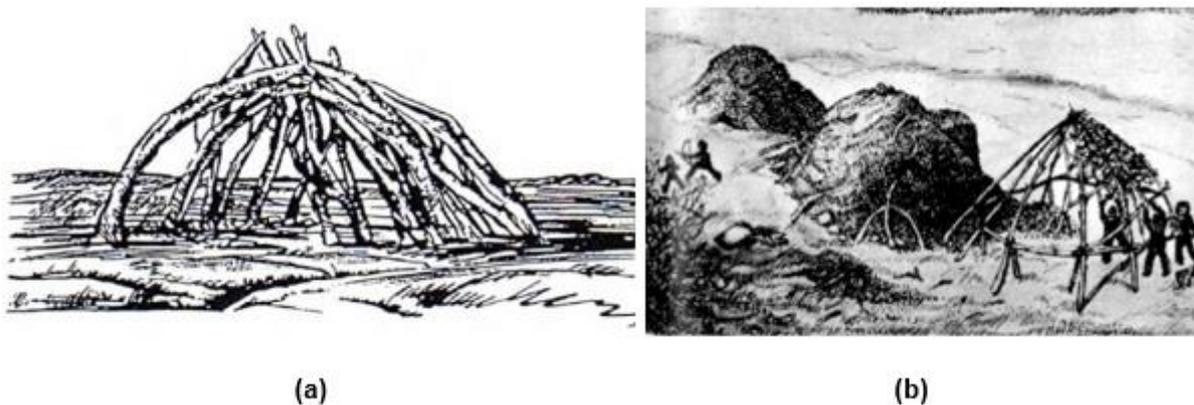


Figura 2 – (a), (b) Abrigos pré-históricos.

Fontes: Lourenço e Branco (2012), Anon (2008).

Com o aparecimento das primeiras civilizações, na idade antiga, a madeira passou a dar lugar a outros elementos construtivos pelo fato desta ser escassa ou ser considerada de baixa qualidade para que pudesse vir a ser utilizada como um material estrutural. Ainda assim, eram utilizadas vigas de madeira juntamente com o adobe para a construção das habitações, as quais eram dispostas em planta circular ou quadrada em torno de um pátio (ANON, 2008). Contudo, de acordo com Lourenço e Branco (2012), vestígios da utilização da madeira em habitações, através de troncos dispostos horizontalmente ou verticalmente (Figura 3) foram obtidos na Noruega e na Escandinávia, os quais datam ao século IV.

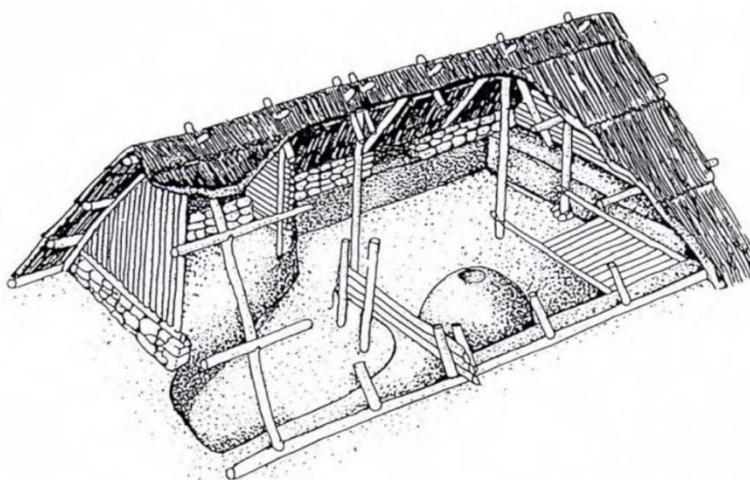


Figura 3 – Casa construída pelos povos Celtas.

Fonte: Anon (2008).

Na sequência, na idade média, inicia-se o processo de triangulação a partir da união de uma madeira horizontal com uma vertical fazendo-se uma diagonal ou cruzadas com a utilização de troncos (Figuras 4 e 5). Na Europa, mais especificamente a partir da Idade de Bronze, a utilização e os princípios básicos da madeira como material construtivo apresentaram uma evolução constante. No que concerne a arquitetura românica, observou-se uma predominância religiosa, embora também houvesse uma arquitetura civil e militar, substituindo assim a madeira por pedra. Nesse sentido, as moradias e palácios urbanos foram inicialmente construídos em madeira, e posteriormente passaram a ser combinados com outros materiais. Com a evolução e o desenvolvimento das técnicas de serragem nesse período, o tronco passa a ser substituído por tábuas ou visualizados em formatos retangulares (LOURENÇO; BRANCO, 2012).

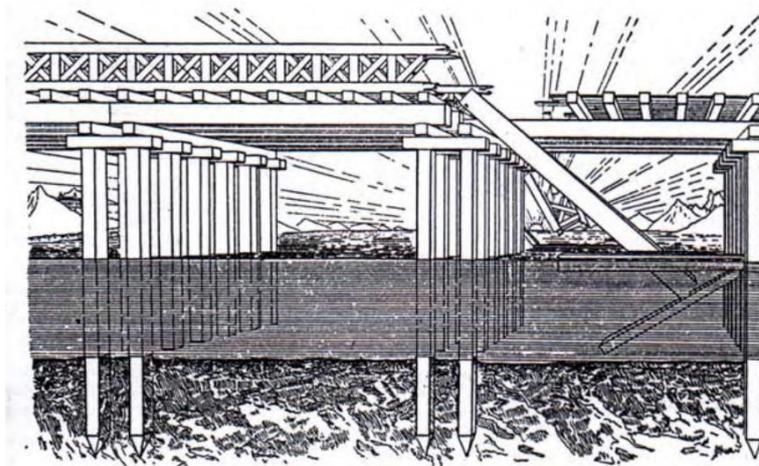


Figura 4 – Pont e Pons Sublucius construída pelos Romanos.

Fonte: Anon (2008).

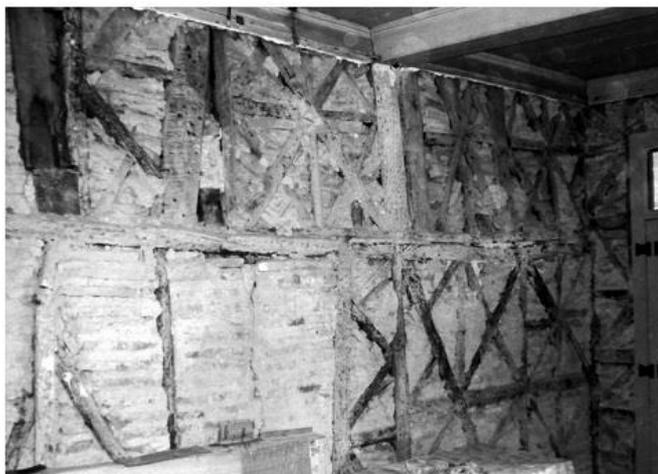


Figura 5 – Cruzes de Santo André.

Fonte: Lourenço e Branco (2012).

No final da idade média, iniciando-se a idade moderna, observa-se uma evolução das ferramentas bem como a habilidade e experiência dos carpinteiros e artífices, possibilitando a construção de pontes e edifícios em madeira com cinco e seis pavimentos. Além disso, a durabilidade das construções realizadas nessa época perdurou tanto ou mais até que as construções feitas em pedras e tijolos. No que se refere ao revestimento dessas construções feitas em madeiras, utilizava-se a própria madeira, ou também areia ou argila preenchendo assim os espaços que existiam entre as madeiras. Contudo, esse preenchimento foi sendo substituído por alvenaria de tijolos com o passar do tempo (LOURENÇO; BRANCO, 2012).

2.3 Estrutura biológica da madeira

Uma árvore viva e crescida apresenta dois domínios, o tronco e as raízes. As raízes são estruturas subterrâneas responsáveis pela absorção da água e nutrientes presentes no solo na qual estão inseridas. Além disso, as raízes permitem o armazenamento de compostos bioquímicos e funcionam analogamente à uma âncora, para o tronco (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

Se uma árvore é cortada, várias observações podem ser feitas a partir da visualização do seu tronco. A primeira seria a presença de camadas externas, as quais são adicionadas sob a casca fazendo com que a árvore venha a crescer. Esse tipo de

crescimento é denominado exogênico. Essas camadas, ou faixas concêntricas, podem ser visualizadas a partir da Figura 6a (PFEIL, 2003).

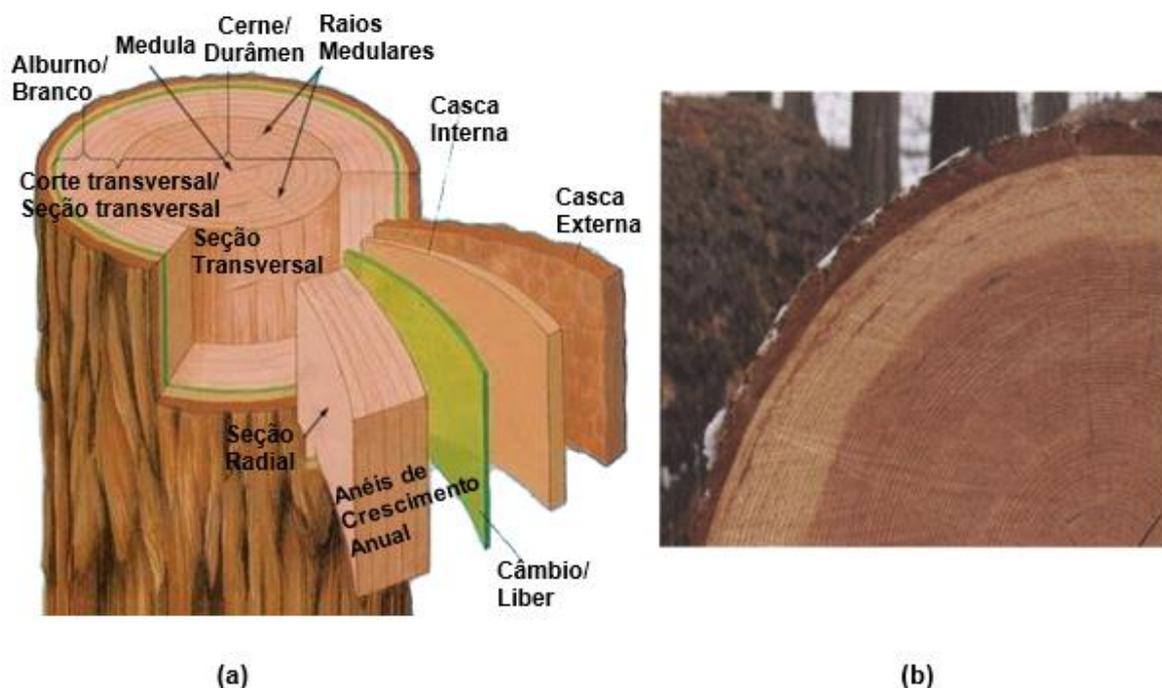


Figura 6 – (a) Estrutura do tronco da árvore. **Fonte:** Adaptado de Brostow, Datashvili e Miller (2010); (b) Da medula até a casca da árvore, pode-se obter materiais valiosos. **Fonte:** Kold, J. (2008).

Do exterior para o interior do tronco podem ser observados seus componentes constituintes, tais como: a *casca*, a qual pode ser subdividida em *externa* e *interna*; o *câmbio* ou *liber*, *alburno* ou *branco*; *cerne* ou *durâmen*; *anéis de crescimento anual*; *raios medulares*; e a *medula* (PFEIL, 2003).

A *casca* pode ser dividida em duas partes, a *externa* e a *interna*. A *casca externa*, camada morta de espessura variável a depender da espécie e idade, oferece proteção mecânica para a *casca interna*. Além disso, é responsável por limitar a perda de água por evaporação. Já a *casca interna*, é um tecido pelo qual os açúcares produzidos na fotossíntese, ou seja, o alimento proveniente das folhas é encaminhado até as raízes ou outras partes que estão em crescimento na árvore (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

O *alburno* ou *branco* é uma camada (embora na maturidade da árvore a maioria das células encontram-se mortas, essa camada é formada por células vivas e metabolicamente ativas denominadas de parênquima) que tem a espessura variável

de acordo com a espécie, sendo responsável pela condução da seiva das raízes para a folha. Além disso, é responsável também pelo armazenamento e a síntese de compostos bioquímicos. Outra definição, é que como o próprio nome diz, o *alburno* é uma camada de cor mais clara em comparação ao *cerne* (ANON, 2008).

O *cerne* ou o *durâmen* se origina a partir do momento em que as células vivas do *alburno* se tornam inativas, apresentando uma coloração mais escura. Essa camada passa a ter a função de sustentação do tronco. No mais, outra função seria o armazenamento a longo prazo de compostos bioquímicos em suas muitas variedades a depender da espécie. Ademais, aconselha-se que as madeiras voltadas à construção sejam retiradas dessa camada, por esta possuir um caráter mais durável, diferentemente das madeiras retiradas do *alburno*, as quais possuem um caráter higroscópico, ou seja tendem a absorver água (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

A *medula* é o tecido tido como a parte remanescente do crescimento inicial do tronco, antes da madeira ter sido formada e está posicionada diretamente no centro do tronco (GONZAGA, 2006).

Os *anéis de crescimento anual* são adicionados em volta da medula, fazendo assim com que haja o crescimento dos troncos das árvores. Contando-se esses anéis, há a possibilidade de se obter a idade da árvore no momento em que esta foi cortada (Figura 7) (BROSTOW; DATASHVILI; MILLER, 2010).

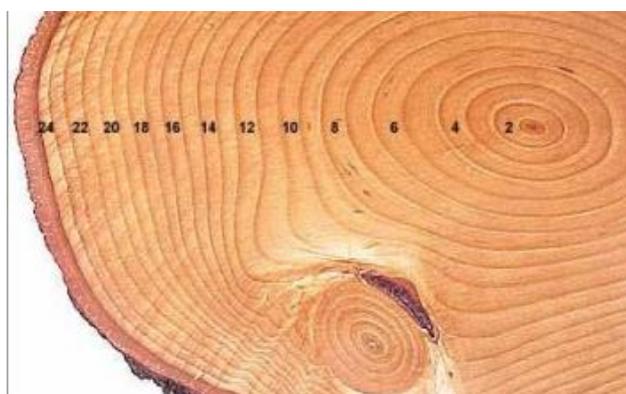


Figura 7 – Seção transversal do tronco retratando 24 anéis de crescimento anual distintos.

Fonte: Brostow; Datashvili; Miller (2010).

O *câmbio* ou *liber* é a camada que se encontra entre a casca e a madeira propriamente dita. É nessa camada que os anéis que fazem com que a árvore venha a crescer são gerados a partir da divisão das células. Além disso, produz as células que constituem a casca (PFEIL, 2003).

Os *raios medulares* ou *fibras radiais* são formados pelas células do parênquima (tecido de pouca resistência que tem como função o armazenamento e distribuição das matérias alimentícias), uma vez que essas são orientadas de forma transversal do centro do tronco para a periferia em relação as árvores *coníferas*. Já em relação as *dicotiledônias*, o parênquima se distribui de forma transversal e longitudinalmente (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

Acima foram apresentadas as estruturas componentes dos troncos das árvores. Contudo, muitas das propriedades físicas da madeira, as quais são de interesse dos engenheiros civis, são derivadas de sua microestrutura. Nesse contexto, enquadram-se propriedades como: densidade, robustez, rigidez, coloração, retratibilidade, resistência ao fogo, resistência elétrica, entre outras.

2.3.1 Microestrutura da Madeira

As células que constituem a madeira são denominadas de fibras, as quais são comparadas com tubos de paredes finas que se alinham e se unem na direção axial do tronco. Essas fibras longitudinais funcionam como o elemento portante da árvore. As configurações das fibras se diferenciam de acordo com as madeiras duras e macias. Nas madeiras macias, ou seja, nas *coníferas*, as fibras longitudinais possuem extremidades e perfurações permeáveis, as quais permitem a passagem de líquidos, como por exemplo a condução da seiva (Figura 8a). Já nas madeiras duras, as *dicotiledônias*, as fibras longitudinais são fechadas nas extremidades, fazendo com que a seiva tenha que circular em outras células, denominadas de vasos ou canais, com extremidades abertas que possuem grandes diâmetros (Figura 8b) (FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

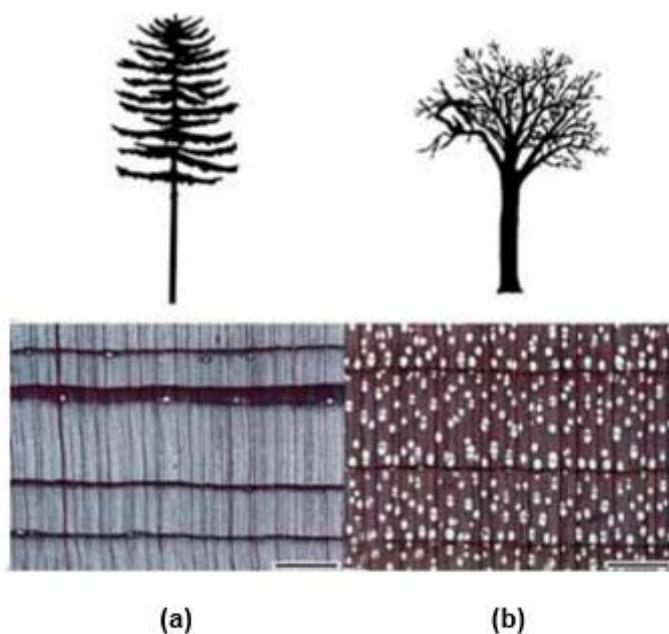


Figura 8 – (a) Seção transversal de uma típica árvore geradora de madeiras macias, (b) Seção transversal de uma típica árvore geradora de madeiras duras.

Fonte: Forest Products Laboratory (2010).

A diferenciação visualizada acima é de extrema importância, pois a eficiência estrutural das madeiras, especificamente no que concerne a sua relação resistência/peso, pode ser entendida a partir disso, uma vez que as células fibrosas ocas, com seção arredondada ou retangular, são as responsáveis por essa relação (PFEIL, 2003).

2.3.2 Propriedades mecânicas da madeira

As madeiras a serem utilizadas na construção, por serem um material natural, apresentam imperfeições que são originadas no crescimento da árvore (constituição natural do tronco), embora estas possam também ser advindas dos processos de preparação das peças. Esses defeitos, além de afetarem o aspecto visual da madeira, afetam também a durabilidade e a resistência destas. Nesse sentido, os principais defeitos da madeira, de acordo com PFEIL (2003) são:

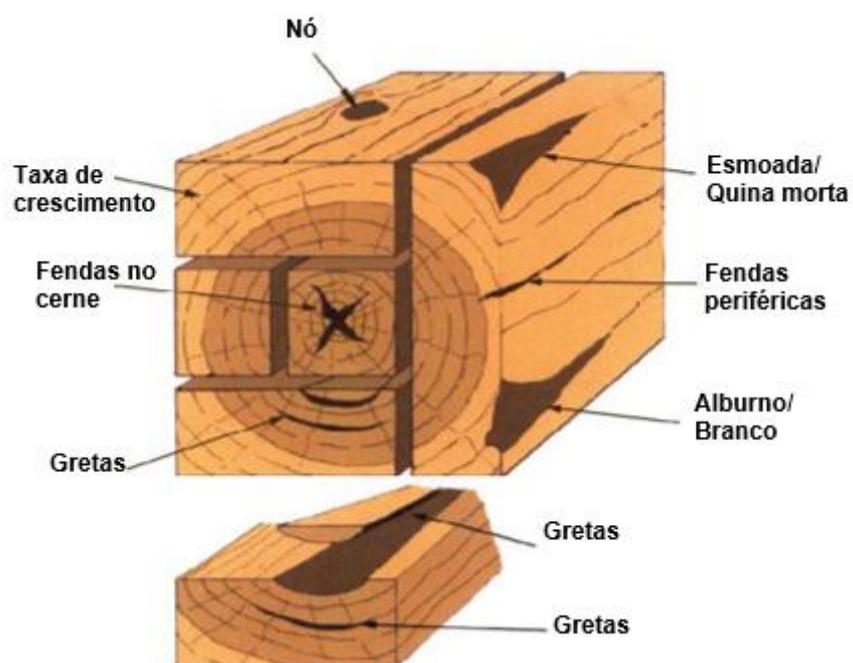


Figura 9 – Defeitos naturais mais comuns e onde ocorrem.

Fonte: Adaptado de <<http://apr.projectuat.com/>>.

- **Nós:** são gerados a partir dos galhos que estão/estiveram presentes no tronco. Estes afetam diretamente a resistência à tração, reduzindo-a, uma vez que nesses pontos, as fibras longitudinais irão sofrer desvio de direção, interrompendo assim a sua continuidade. Esses nós podem ser divididos em nós firmes e nós soltos.



Figura 10 – Defeitos nas Madeiras: Nós.

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

- **Fendas:** são geralmente produzidas pela secagem rápida da superfície da madeira, o que acarreta em aberturas nas extremidades das peças, diferentemente se esta tivesse sido seca lentamente e de modo uniforme. Essas fendas atravessam os anéis de crescimento, sendo visualizadas tanto nos planos longitudinais quanto nos planos radiais.



Figura 11 – Defeitos nas Madeiras: Fendas.

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

- **Gretas ou Ventas:** são acarretadas por tensões internas ou ações externas o que gera a separação entre os anéis anuais que estavam interligados. Um exemplo de ação interna seria o crescimento lateral da árvore, já uma ação externa seria a flexão gerada na árvore pela força do vento.



Figura 12 – Defeitos nas Madeiras: Gretas ou Ventas.

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

- **Abaulamento:** se caracteriza pelo encurvamento que ocorre na direção da largura da peça de madeira.

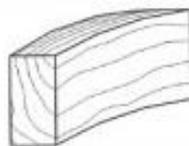


Figura 13 – Defeitos nas Madeiras: Abaulamento.

Fonte: PFEIL (2003)

- **Arqueadura:** caracteriza-se pelo encurvamento na direção longitudinal (comprimento) da peça.



Figura 14 – Defeitos nas Madeiras: Arqueadura.

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

- **Fibras reversas:** ocorre quando as fibras que deveriam ser paralelas ao eixo da peça, não têm essa configuração, o que pode a vir a afetar à resistência da madeira. Esse defeito pode ser gerado por causas naturais (proximidade de nós, ou caso as fibras tendam a crescer em espiral) ou por serragem da peça em um plano que não fora adequado.



Figura 15 – Defeitos nas Madeiras: Fibras reversas.

Fonte: <<http://www.davidstimber.com.au>>.

- **Esmoada ou Quina morta:** a presença da quina morta significa uma alta proporção da madeira branca, ou seja, o albúrnio. Esta se caracteriza por ter um canto arredondado o qual é formado pela curvatura natural inerente ao tronco.



Figura 16 – Defeitos nas Madeiras: Esmoada ou Quina morta.

Fonte: <<https://viriniawoodflows.wordpress.com>>.

Além desses apresentados, outros fatores podem vir a afetar diretamente as propriedades mecânicas e físicas da madeira, sendo estes:

- Gravidade específica;
- Orientação dos anéis de crescimento anual;
- Umidade.

Embora a madeira apresente os defeitos naturais descritos acima, esta engloba inúmeras vantagens de acordo com Coutinho (1999), sendo algumas dessas:

- Resistência mecânica tanto a compressão quanto a tração;

- Baixa massa volumétrica;
- Boa resistência à esforços dinâmicos e quando submetida à choques, os quais romperiam ou fendilhariam outros materiais de construção;
- Boas características naturais de absorção acústica e isolamento térmico;
- Trabalhabilidade e afeiçoamento, permitindo ligações e emendas de fáceis execução;
- Variedades de padrões estéticos no seu aspecto natural.

2.4 Classificação das madeiras na construção civil

As madeiras utilizadas na construção civil são derivadas de troncos de árvores as quais podem ser visualizadas em duas categorias abrangentes. A primeira categoria é denominada de madeiras duras, nomenclatura derivada de *Hardwoods* em inglês, e a segunda são as madeiras macias (*Softwoods*). Apesar da percepção do que essa nomenclatura possa dar, nem todas as madeiras macias são literalmente macias ou leves. Da mesma forma, nem todas madeiras duras são realmente duras ou pesadas. Essa diferenciação, entre madeiras duras e macias, não está relacionada somente aos tipos de árvores de onde estas madeiras são extraídas, mas pode também ser apresentada botanicamente. (PFEIL, 2003; FOREST PRODUCTS LABORATORY, 2010).

As madeiras macias são oriundas da classe gimnosperma na qual se enquadram as árvores *coníferas*. Essas árvores têm como principal característica o formato cônico dos aglomerados de sementes, ou mais exatamente acículas, já as folhas assemelham-se a escamas, ou a compridas agulhas. Ademais, são conhecidas por terem um crescimento rápido. As *coníferas*, tem maior incidência no Hemisfério Norte e respondem por quase metade do consumo mundial de madeiras. (GONZAGA, 2006).

Ainda, segundo Gonzaga (2006), no território brasileiro, sobretudo nas regiões Sudeste e Sul, é possível encontrar duas famílias nativas de coníferas. A primeira, *Podocarpaceae* com gênero *Podocarpus* e três espécies: *P. brasiliensis*, *P. lambertii* e *P. selowii* e também conhecidas popularmente pelos nomes de pinheirinho, pinho-bravo ou pinheiro-do-mato, respectivamente. Já a segunda, *Araucariaceae* é

representada por apenas uma espécie, a *Araucaria angustifolia*, conhecida como pinho-do-paraná ou pinheiro-brasileiro.

De forma semelhante, as madeiras duras são provenientes das árvores inseridas na classe angiosperma, de modo geral das *dicotiledônias*, uma vez que as monocotiledôneas, também inseridas na classe angiosperma, não produzem troncos arbóreos que se apliquem as necessidades de uma edificação. Cabe ressaltar que as árvores da classe angiosperma são mais complexas, mais organizadas e surgiram depois que as gimnospermas. Além de que são a maioria das espécies encontradas nas florestas brasileiras, respondendo pela maior parte da produção madeireira a partir da grande quantidade de espécies que possui. Essas árvores são conhecidas por serem frondosas, ou seja, por possuírem uma grande quantidade de folhas, e diferentemente das *coníferas*, possuírem sementes divididas em dois cotilédones e um crescimento mais lento. Ademais, as árvores de melhor qualidade são denominadas de madeiras de lei. Alguns exemplos de árvores *coníferas* são a peroba, o ipê, o carvalho, a aroeira, entre outras (PFEIL, 2003; BRITZ; NOGUEIRA, 2006).

2.5 Produção e consumo de madeira no Brasil

Nos dias atuais, o emprego da madeira como insumo da construção civil é economicamente competitivo e aceitável em termos ecológicos, estando baseado nas modernas técnicas de reflorestamento conjugadas com técnicas de utilização voltadas para minimização de perdas. Entretanto, devido à grande demanda, nota-se a exploração ilegal e predatória desta matéria-prima. Diante do exposto, tem-se uma redução significativa das reversas florestais, comprometendo assim o bom funcionamento dos ecossistemas brasileiros (PFEIL, 2003).

No que diz respeito à produção e consumo da madeira no Brasil, dados do Serviço Florestal Brasileiro – SFB e Instituto do Homem e do Meio Ambiente da Amazônia – IMAZON, mostram um crescente consumo percentual nacional da madeira produzida na Amazônia. Logo, estes estudos evidenciam que 79% (2009) de toda a madeira legalmente extraída da floresta amazônica é consumida por brasileiros. Ademais, mostra que o estado de São Paulo é o maior consumidor desta matéria-prima,

correspondendo à 17% do consumo nacional e aponta que a indústria da construção civil é um dos principais mercados consumidores (SFB; IMAZON, 2010).

Na região Nordeste brasileira, com o esgotamento dos recursos naturais da Mata Atlântica, a maioria das espécies de árvores que produzem madeira encontram-se em extinção. Entretanto, Ascom RMA (Rede de ONGs da Mata Atlântica) apud Greenpeace (2006) afirma que, embora seja proibido pelo Código Florestal Brasileiro (Art. 1º-A da Lei nº 12.651), muitas áreas particulares de mata ciliar têm sido totalmente desmatadas. Além disso, enfatiza-se também que apesar da forte oposição da bancada ruralista, foi aprovado no Senado, o Projeto de Lei nº 285/99, que trata da proteção e conservação da vegetação nativa do Bioma Mata Atlântica.

Nesse contexto, na região Nordeste é cada vez mais comum a utilização de madeiras originárias das florestas amazônicas na construção civil. De acordo com os estudos realizados pelo SFB e IMAZON (2010), os quais frisam que em 2009, essa região consumiu 12% dos 79% dos produtos de madeira que foram destinados ao mercado interno brasileiro e que a Região Nordeste manteve estável o seu consumo de madeira em 2009 (12%) comparado à 1998 (13%).

Contudo, no Brasil, ainda se vê uma resistência de se fazer projetos utilizando a madeira como material construtivo, as quais podem ser resumidas, de acordo com COUTINHO (1999), por:

- Material inflamável, embora já existam tratamentos retardantes nesse sentido;
- Material biodegradável. Da mesma forma, um processo de preservação irá solucionar esse problema;
- Insuficiente divulgação das informações tecnológicas já disponíveis acerca do comportamento da madeira como material construtivo sob as diferentes condições de serviço;
- Número reduzido de projetos específicos desenvolvidos por profissionais habilitados;
- Associação do uso da madeira à devastação de florestas.

3 METODOLOGIA

Neste trabalho, utilizou-se os métodos tradicionais delineados pela NBR 7190 (1997). Estes métodos propõem o emprego de fórmulas simplificadas para o cálculo dos esforços atuantes de acordo com os princípios da Resistência dos Materiais admitindo-se, em geral, a hipótese de comportamento elástico linear dos materiais. Sendo assim, nesta seção, constam desde as informações importantes a respeito do município de Arapiraca – AL e de como foram adquiridos os dados empregados (visitas *in loco*) até o detalhadamente das teorias e equacionamento necessário para o processo da análise dimensional e de estabilidade dos pilares de madeira.

3.1 Caracterização da área

Arapiraca ficou conhecida como a Capital Brasileira do Fumo em meados dos anos 70 devido ao seu potencial para a cultura agrícola do tabaco. A partir disso, esse potencial levou o município ao posto de um dos maiores produtores de tabaco do Brasil naquela década. Entretanto, desde a década de 80 e cada vez mais, a cultura deste insumo agrícola assume um lugar de menor relevância na economia da cidade. (ARAPIRACA, 2016).

Desde os anos de 1980 a cidade experimenta um crescimento econômico com seu comércio (com destaque para a tradicional feira livre) e serviços. Além disso, o setor industrial do município tem apresentado relativo crescimento nos últimos anos. Arapiraca destaca-se como importante centro comercial da região agreste localizando-se no centro geográfico do estado de Alagoas. A área de influência direta do município atinge uma população de aproximadamente meio milhão de habitantes. (ROMÃO, 2008).

O emergente município arapiraquense possui, segundo o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, uma população estimada 2015 de 251.053 habitantes e uma densidade demográfica de 600,83 habitantes por quilômetro quadrado. No que se refere a posição geográfica, Arapiraca está localizada na região central do Estado de Alagoas, limitando-se a norte com os municípios de Coité do Nóia, Craíbas e Igaci,

a sul com São Sebastião e Feira Grande, a leste com Limoeiro de Anadia e Junqueiro e a oeste com Lagoa da Canoa e Craíbas.

A área municipal do mais importante município do interior do estado de Alagoas ocupa aproximadamente 352 km² (1.32% de AL), inserida na meso-região do Agreste Alagoano e na micro-região de Arapiraca, predominantemente na Folha Arapiraca (SC.24-X-D-V) na escala 1:100.000. A sede do município tem uma altitude aproximada de 265 m e coordenadas geográficas de 9°45'09" de latitude sul e 36°39'40" de longitude oeste. O acesso a partir de Maceió é feito através da rodovia pavimentada BR-316, BR-101 e AL-220, com percurso total em torno de 136 km. (ARAPIRACA, 2016).



Figura 17 – Mapa de Arapiraca com divisão de bairros.

Fonte: <<http://agrestenews.blogspot.com.br/2012/12/mapa-dos-bairros-de-arapiraca.html>>.

Na Figura 17 é possível observar o mapa de Arapiraca com a divisão dos seus principais bairros da área urbana. A título de ilustração, foram inseridos marcadores nos bairros onde os pilares analisados foram obtidos.

3.2 Coleta de dados

Para a análise dimensional e de estabilidade foram selecionados pilares de seção composta solidarizados descontinuamente. Esse tipo de pilar é comumente utilizado tanto em residências quanto em pontos comerciais. Para possibilitar os procedimentos foi necessário a coleta de dados, tais como: características dimensionais das peças que compõe a estrutura, características da madeira, aspectos meteorológicos, e as dimensões das estruturas sustentadas pelos pilares.

Nesse sentido, a escolha dos pilares se deu de forma aleatória sendo a amostra constituída de pilares de origem de pontos comerciais ou residenciais, presentes na área urbana do município de Arapiraca/AL. Para obter um resultado mais próximo da realidade e qualificado evitou-se a coleta de dados de pilares que estivessem localizados no mesmo bairro por causa da possibilidade do mesmo ser executado pelo mesmo profissional.

Os dados meteorológicos como a umidade, por exemplo, são essenciais para a análise que este estudo propõe. Nesse caso, pelo fato de Arapiraca não possuir estação meteorológica, foram coletadas as informações da estação mais próxima. Assim, a umidade adotada para os procedimentos foi obtida através dos dados históricos da estação meteorológica da cidade de Palmeira dos Índios/AL (Código: OMM: 82992) que dista de Arapiraca aproximadamente 50 km. Esses dados estão disponíveis no Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP) disponível no site do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET).

Na coleta dos dados, foram aferidas *in loco* as dimensões dos comprimentos entre os espaçadores interpostos (L_1), o comprimento total do pilar (L), as dimensões da seção transversal das peças principais ($b_1 \times h_1$), as dimensões da seção transversal dos espaçadores e a altura dos espaçadores, como descrito na Figura 18. Para o auxílio dos cálculos das cargas atuantes no pilar foi feito a medição da área coberta e das estruturas responsáveis por distribuir as cargas nos pilares.

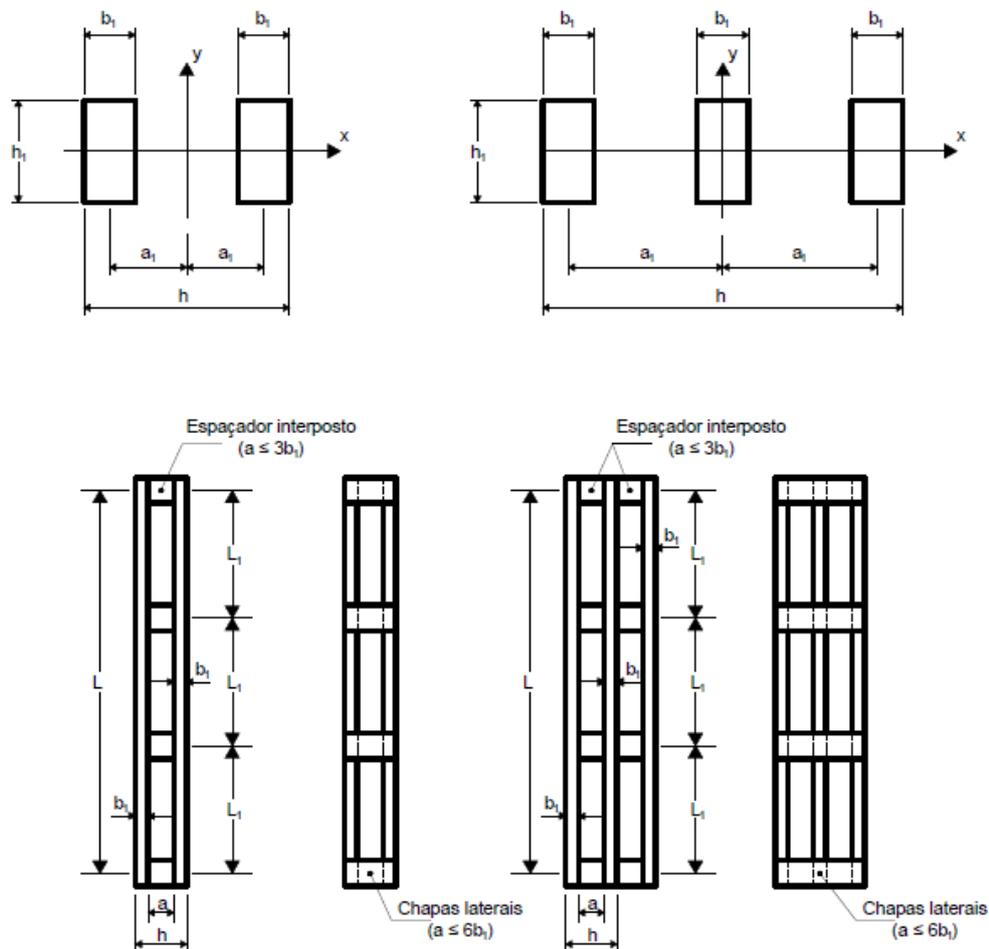


Figura 18 – Peças solidarizadas descontinuamente.

Fonte: NBR 7190 (1997).

Afim de padronizar os dados para as características da madeira, por não ser possível identificar visualmente a espécie de madeira utilizada na confecção dos pilares, optou-se em aplicar um questionário (Anexo B) em estabelecimentos comerciais que fornecem esse tipo de estrutura. Esse questionário tem por objetivo tanto conhecer o tipo de madeira usualmente utilizada quanto obter informações sobre os métodos utilizados para o dimensionamento e montagem da estrutura.

3.3 Cálculo das propriedades da madeira

As equações e tabelas utilizadas nesta seção foram extraídas da NBR 7190 (1997). Desta forma, pode-se observar que a Tabela 1 fornece os valores de cálculo das propriedades da madeira, bem como os valores médios para a densidade aparente (ρ_{ap}), resistência à compressão paralela às fibras, resistência à tração paralela às fibras, a resistência à tração perpendicular às fibras e o módulo de elasticidade longitudinal.

Tabela 1: Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento.

Nome comum (dicotiledoneas)	Nome científico	ρ_{ap} (12%) ¹⁾ kg/m ³	f_{c0} ²⁾ MPa	f_{t0} ³⁾ MPa	f_{c90} ⁴⁾ MPa	f_{v} ⁵⁾ MPa	E_{c0} ⁶⁾ MPa	n ⁷⁾
Angelim araroba	<i>Vataireopsis araroba</i>	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim ferro	<i>Hymenolobium spp</i>	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim pedra	<i>Hymenolobium petraeum</i>	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim pedra verdadeiro	<i>Dinizia excelsa</i>	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilha	<i>Temilalia spp</i>	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13481	10
Cafearana	<i>Andira spp</i>	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14098	11
Canafistula	<i>Cassia ferruginea</i>	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14613	12
Casca grossa	<i>Vochysia spp</i>	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16224	31
Castelo	<i>Gossypio spermum praecox</i>	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11105	12
Cedro amargo	<i>Cedrella odorata</i>	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9839	21
Cedro doce	<i>Cedrella spp</i>	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8058	10
Champagne	<i>Dipterys odorata</i>	1090	93,2	133,5	2,9	10,7	23002	12
Cupiuba	<i>Goupia glabra</i>	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13627	33
Catiuba	<i>Qualea paraensis</i>	1221	83,8	86,2	3,3	11,1	19426	13
<i>E. Alba</i>	<i>Eucalyptus alba</i>	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
<i>E. Camaldulensis</i>	<i>Eucalyptus camaldulensis</i>	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13286	18
<i>E. Citriodora</i>	<i>Eucalyptus citriodora</i>	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421	68
<i>E. Cloeziana</i>	<i>Eucalyptus cloeziana</i>	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13963	21
<i>E. Dunnii</i>	<i>Eucalyptus dunnii</i>	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
<i>E. Grandis</i>	<i>Eucalyptus grandis</i>	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12813	103
<i>E. Maculata</i>	<i>Eucalyptus maculata</i>	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
<i>E. Maidene</i>	<i>Eucalyptus maidene</i>	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
<i>E. Microcorys</i>	<i>Eucalyptus microcorys</i>	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
<i>E. Paniculata</i>	<i>Eucalyptus paniculata</i>	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
<i>E. Propinqua</i>	<i>Eucalyptus propinqua</i>	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
<i>E. Punctata</i>	<i>Eucalyptus punctata</i>	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19360	70

Fonte: NBR 7190 (1997).

Tabela 1: Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de reflorestamento.

(CONTINUAÇÃO)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap}^{1)}$ 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. Tereticornis</i>	<i>Eucalyptus tereticornis</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
Guaíçara	<i>Luetzelburgia spp</i>	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14 624	11
Guarucuia	<i>Peltophorum vogelianum</i>	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17 212	13
Ipe	<i>Tabebuia serratifolia</i>	1 068	76,0	96,8	3,1	13,1	18 011	22
Jatoba	<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>Erisma uncinatum</i>	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9 067	11
Sucupira	<i>Diploptropis 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).

Para obter os valores de cálculo das propriedades de peças de madeira utiliza-se a seguinte expressão geral:

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

onde k_{mod} é o coeficiente de modificação e o γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira. Então, para a resistência de cálculo da madeira onde as tensões atuam paralelas as fibras, temos:

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

Sendo que,

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

O coeficiente de minoração assume o valor de $\gamma_w = 1,4$ para estados limites últimos quando as tensões de compressão estão atuando paralela as fibras. O coeficiente de ponderação para tensões de tração e cisalhamento paralela às fibras tem valor igual a $\gamma_w = 1,8$.

Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira e é dado pela seguinte expressão:

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

O coeficiente de modificação $k_{mod,1}$ leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material utilizado e tem seus valores descritos na Tabela 2.

Para determinar o coeficiente de modificação $k_{mod,2}$ utiliza-se a Tabela 3. Antes disso, é preciso levar em consideração a classe de umidade e o tipo de material, pois a umidade tem influência direta na resistência e elasticidade da madeira (CALIL JUNIOR; LAHR; DIAS, 2003). Portanto, é necessário o emprego de ajustes em função das condições ambientais em que está situada a estrutura. As classes de umidade são classificadas conforme a Tabela 4.

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

Classes de Carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira roliça 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).

Tabela 3: 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).

Tabela 4: Classes de umidade.

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65\%$	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).

Na definição do coeficiente de modificação $k_{mod,3}$ a qualidade da madeira é o requisito levado em consideração. O controle de qualidade pode ser realizado tanto por meio de um método visual normalizado, quanto por uma classificação mecânica, através de ensaios, que garanta a homogeneidade da rigidez das peças com finalidade estrutural.

O valor de $k_{mod,3}$ para madeiras submetidas a um controle visual de qualidade e por classificação mecânica é 1 ($k_{mod,3} = 1$). Nesse sentido, se a madeira não tiver a inspeção necessária o valor de $k_{mod,3}$ é 0,8

Para determinar o módulo de elasticidade efetivo paralelamente às fibras deve ser tomada a 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

As cargas atuantes nos pilares analisados são constituídas basicamente dos esforços provocados pela cobertura. A cobertura de uma edificação tem como principal objetivo abrigá-la contra intempéries, e deve possuir propriedades isolantes. A estrutura do telhado é o conjunto de elementos que irá suportar a cobertura e parte do sistema de captação de águas pluviais e pode ser constituída de tesouras, arcos, terças, caibros, ripas, contraventamentos e mão-francesa (AZEREDO, 1997).

Nessa análise, para o levantamento das cargas atuantes nos pilares, foi considerado dois tipos de cargas: carga permanente e carga acidental. Como o nome já sugere, a carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura. A carga acidental considerada relevante para essa análise foi a pressão do vento, entretanto, pode também ser considerado o peso dos operários, entre outros.

3.4.1 Ações permanentes

O peso próprio da estrutura é determinado definindo-se as dimensões de cada componente e calculando o peso de cada uma delas, de acordo com o material empregado. Desta forma, no cálculo do carregamento permanente total, consta o peso das telhas, que varia conforme os tipos empregados, o peso da estrutura e o peso da água que as telhas absorvem. As Tabelas 5 e 6 fornecem o peso de cada componente do peso próprio da cobertura considerando a madeira utilizada como dicotiledônea da classe C30. (LOGSDON, 2002)

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

TIPO DE TELHA	INCLINAÇÃO		Número de telhas por m ² de cobertura	ESPAÇAMENTO MÁXIMOS		
	Mínimo (°)	Máximo (°)		Entre caibros (m)	Entre terças (m)	Entre tesouras (m)
Francesa	16	25	15 – 16	0,50	1,60	2,75
Romana	16	25	16 – 18	0,55	1,65	2,80
Portuguesa	16	25	15 – 18	0,55	1,70	2,85
Colonial	17	25	26 – 28	0,45	1,55	2,60
Plan	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,55
Paulista	11	17	26 – 28	0,45	1,50	2,50
Fibrocimento (0,915 – 8 mm)	15	40	1,5	-----	0,775	3,60

Fonte: Adaptado de Logsdon (2002).

Tabela 6: Dados para cálculo simplificado de telhados convencionais de madeira. (CONTINUAÇÃO)

TIPO DE TELHA	CARREGAMENTO POR m ² DE COBERTURA DEVIDO À:		
	Peso de telhas (N/m ²)	Peso da madeira (N/m ²)	Peso de água (N/m ²)
Francesa	450	430	113
Romana	430	400	108
Portuguesa	410	400	103
Colonial	500	480	125
Plan	540	500	135
Paulista	550	500	138
Fibrocimento (0,915 – 8 mm)	183	220	46

Fonte: Adaptado de Logsdon (2002).

3.4.2 Carregamento accidental

As cargas accidentais consideradas frequentemente em cálculos estruturais que provocam esforços consideráveis nas estruturas são as cargas obliquas devidas à pressão do vento que atua normalmente à superfície dos telhados. A pressão do vento é função de vários elementos, tais como, a velocidade e direção, da natureza, forma e posição (inclinação) da superfície sobre a qual ele atua. (MORETTI FILHO, [s.d.])

A velocidade do vento que auxilia os cálculos do carregamento acidental nas estruturas pode ser determinada com o uso das isopletas (Figura 19) presente na NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações (ABNT, 1988). Sendo assim, utilizando as expressões dessa norma, é possível determinar a pressão dinâmica do vento através da seguinte expressão:

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

Com a velocidade característica (V_k) estabelecida pela expressão a seguir:

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

Sendo (unidade em SI): q em N/m^2 e V_k em m/s .

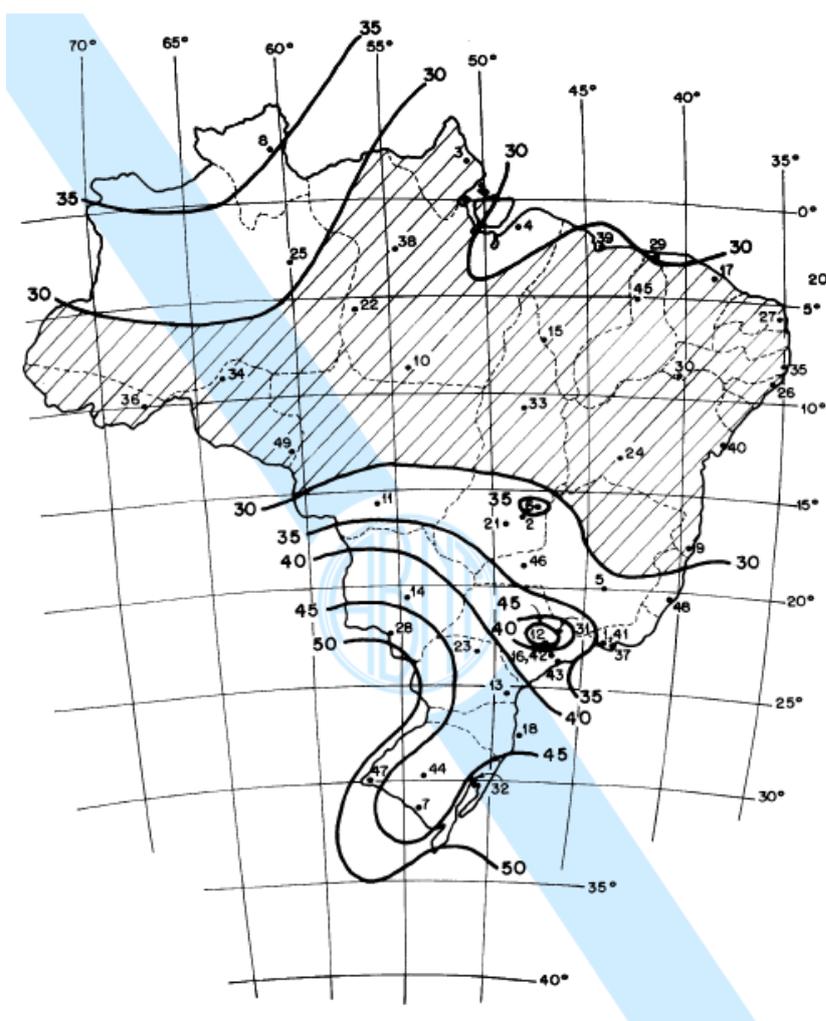


Figura 19 - Isopletas de velocidade básica.

Fonte: NBR 6123 (1988).

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta \leq 3^\circ: S_1 = 1 \\ 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\theta - 3^\circ) > 1 \\ \theta \geq 45^\circ: S_1(z) = 1 + \left(2,5 - \frac{z}{d}\right) \cdot 0,31 > 1 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} (8) \\ (9) \\ (10) \end{array}$$

O fator de rugosidade (S_2) considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. De forma simples, tem-se que determinar a categoria do terreno (Tabela 6) e a classe da edificação (Tabela 7). A partir disso, é possível determinar o fator de rugosidade S_2 com o auxílio da Tabela 8.

Tabela 6: Categoria do terreno.

Categoria do terreno	Características do terreno
I	Superfícies lisas de grandes dimensões (mais de 5 km na direção e sentido do vento incidente)
II	Terreno aberto, em nível, poucos obstáculos isolados (árvores ou pequenas construções)
III	Terrenos planos com obstáculos como muros, edificações baixas e esparsas
IV	Terreno com obstáculos numerosos em zonas florestal, industrial e urbanizada
V	Terreno com obstáculos numerosos e altos, como centro de grandes cidades

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988).

Tabela 7: Classe da edificação.

Classe da edificação	Características da edificação
A	Edificações com maior dimensão menor que 20 m
B	Edificações com maior dimensão entre 20 e 50 m
C	Edificações com maior dimensão maior que 50 m

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988).

Tabela 8: Fator de rugosidade S2.

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

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988).

O fator estatístico (S_3) é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação e pode ser obtido facilmente através da Tabela 9.

Tabela 9: Fator estatístico S₃.

Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificações cuja ruína pode prejudicar o socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis, residências, comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Elementos de vedação (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias e estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção.	0,83

Fonte: Adaptado de NBR 6123 (1988).

Para determinar a componente da sobrepessão do vento que atua numa direção normal ao telhado é comum admitir que a direção do mesmo forme um ângulo de 10° com a horizontal. Assim, em outros termos, quando a pressão do vento (q) encontra a superfície inclinada do telhado apenas a componente normal (q_n) exerce pressão sobre a estrutura, sendo facilmente obtida pela equação abaixo. (MORETTI FILHO, [s.d.]).

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

3.5 Combinações de ações em Estados Limites Últimos (ELU)

A norma brasileira NBR 7190 (1997), define as ações como as causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Os esforços são considerados como ações diretas e as deformações como ações indiretas. As ações são classificadas como permanente quando possuem valores com pouca variação durante toda a vida da construção. Quando temos uma ação cuja variação é significativa são denominadas de ações variáveis e se tiver uma duração extremamente curta e de baixa probabilidade de ocorrência denomina-se ações excepcionais.

O conjunto de ações que atuam simultaneamente na estrutura é definido como carregamento. Nesse sentido, é importante ressaltar que em cada tipo de

carregamento as combinações das ações devem ser feitas de modo a definir os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. As classes de carregamento estão especificadas na Tabela 10.

Tabela 10: Classes de carregamento.

Classes de Carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração 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
Instantânea	Instantânea	Muito curta

Fonte: NBR 7190 (1997).

3.5.1 Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right] \quad (12)$$

Onde, $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada e $\Psi_{0j} F_{Qj,k}$ os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis.

3.5.2 Coeficientes para as combinações nos estados limites últimos

Na determinação dos valores dos coeficientes de variação é preciso analisar a classificação das ações que estão atuando na estrutura. Nesse sentido, quando o peso específico da madeira apresenta coeficiente de variação não superior a 10%, considera-se ações de pequena variabilidade e a Tabela 11 é utilizada para determinar os coeficientes de variação.

Tabela 11: Ações permanentes de pequena variabilidade.

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$
Podem ser usados indiferentemente os símbolos γ_g ou γ_G		

Fonte: NBR 7190 (1997).

Em ações permanentes de grande variabilidade e ações constituídas pelo peso próprio das estruturas e dos elementos construtivos permanentes não estruturais e os equipamentos fixos, todos considerados globalmente, quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes, adotam-se os valores da Tabela 12.

Tabela 12: 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).

Quando se trata de ações permanentes indiretas, como os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, adotam-se os valores indicados na Tabela 13.

Tabela 13: Ações permanentes indiretas.

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

Fonte: NBR 7190 (1997).

Já os valores dos coeficientes de ponderação (γ_Q) tem função de majorar os valores característicos das ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura e assumem os valores estabelecidos na Tabela 14.

Tabela 14: Ações variáveis.

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

Fonte: NBR 7190 (1997).

Os valores dos coeficientes de ponderação das ações secundárias são definidos pela Tabela 15.

Tabela 15: Fatores de combinação e de utilização.

<i>Ações em estruturas correntes</i>	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	0,0
<i>Cargas acidentais dos edifícios</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem elevada concentração de pessoas.	0,4	0,3	0,2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos ou elevada concentração de pessoas.	0,7	0,6	0,4
Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
<i>Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos</i>	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Pontes de pedestres.	0,4	0,3	0,2*
Pontes rodoviárias.	0,6	0,4	0,2*
Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas).	0,8	0,6	0,4*
*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 à compressão simples ou à flexocompressão por aplicação de carga centrada ou com excentricidade que provocam momento fletor. Esses momentos fletores ainda podem ser amplificados por cargas transversais, tais como a ação do vento. Podem ser divididos entre estruturas de seção maciça e de seção composta. (PFEIL, 2003)

A NBR 7190 (1997) esclarece que todas estruturas de madeira devem ser projetadas e construídas sempre com base no orçamento disponibilizado e a vida útil previamente estipulada. Nessa norma, consta que com apropriado grau de confiabilidade, a estrutura deve suportar todas as ações e outras influencias que podem agir durante a construção e durante a sua utilização, a um custo razoável de manutenção.

A área mínima das seções transversais deve ser de 50 cm² e o menor lado das peças isoladas deve ser de no mínimo 5 cm. Para peças que possuem função estrutural e resistem a esforços de compressão o comprimento máximo não pode ser superior a quarenta vezes a dimensão transversal que corresponde ao eixo de flambagem sendo definido assim a esbeltez máxima para peças de madeira. A NBR 7190 (1997), classifica as peças conforme o índice de esbeltez desta forma:

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

3.6.1 Peças solicitadas por compressão axial

Em alguns casos como pilares, barras de treliças e em elementos componentes de contraventamentos ou travamentos de conjuntos estruturais, pode haver solicitação de compressão paralela às fibras de modo a ser considerado como os esforços atuando de maneira centrada. Para os casos cujo o valor do índice de esbeltez (λ) não ultrapassarem 40 (peças curtas: $\lambda < 40$), a verificação da segurança será feita segundo a NBR 7190 (1997) relativamente às tensões normais de compressão, com condição:

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

Onde,

$\sigma_{c0,d}$: é o valor de cálculo da tensão de compressão atuante;

N_d : é o valor de cálculo do esforço normal de compressão;

A : é a área da seção transversal;

$f_{c0,d}$: é o valor de cálculo de resistência à compressão paralela.

Para os demais casos, ou seja, para peças medianamente esbeltas ($40 \leq \lambda \leq 80$) e as peças esbeltas ($\lambda > 80$), mesmo que a solicitação de cálculo seja apenas a compressão centrada, a verificação da estabilidade deverá ser feita como se as peças fossem solicitadas por esforços que provoquem efeito flexo-compressão admitindo-se uma excentricidade acidental do esforço de compressão.

3.6.2 Peças solicitadas por flexo-compressão

Para o fenômeno da flexo-compressão acontecer, a peça deve estar submetida a uma força de compressão axial excêntrica ou a um carregamento que provoque flexão, como, por exemplo, a ação do vento. A verificação da resistência no Estado Limite Último (ELU) é dada pela mais rigorosas das duas condições seguintes.

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

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

Onde $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ correspondem ao valor de cálculo de máxima tensão atuante de compressão nos eixos x e y respectivamente determinados pelas equações seguintes. O coeficiente de correção (K_M) assume valor de 0,5 para seção retangular 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 os módulos de resistência calculados a partir da razão do momento de inércia da seção transversal (I) e das distâncias da linha neutra em relação a borda comprimida, como determina as equações seguintes.

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

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

A verificação de instabilidade no Estado Limite Último se aplica tanto à situação de flexo-compressão quanto a situação de compressão centrada. É importante ressaltar que essa verificação deve ser realizada nos dois planos que contêm os eixos principais da seção transversal da peça. Para esse procedimento é necessário a determinação do índice de esbeltez (λ) que é definido por:

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

O comprimento de flambagem (L_0 em cm) é obtido em função do comprimento (L) da peça e o tipo de vinculação a que a peça está submetida. Logo, temos $L_0 = 2L$ quando uma extremidade da peça esteja engastada e a outra livre e $L_0 = L$ para os demais casos. Como pode ser observado na Figura 20.

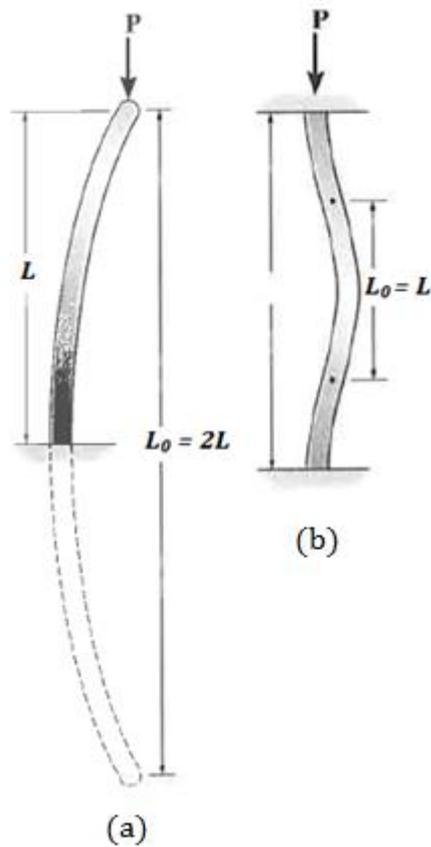


Figura 20 – (a) Pilar com extremidade livre; (b) Pilar com extremidades indeslocáveis.

Fonte: Adaptado de HIBBELER (2002).

Excentricidade acidental mínima (e_a): calculada devida às imperfeições geométricas das peças.

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

Excentricidade inicial (e_i): é dada pela razão do momento fletor e do esforço de compressão, não podendo assumir valor menor que $h/30$ (h é a altura da peça referente ao plano de verificação da estabilidade).

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

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

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

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

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

Os critérios de verificação da estabilidade variam em função do índice de esbeltez do pilar. Assim, para peças curtas ($\lambda \leq 40$) a verificação de estabilidade é dispensada sendo necessário apenas a verificação das condições de resistência. Já para peças medianamente esbeltas ($40 < \lambda \leq 80$) aplica-se a seguinte verificação:

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

Onde,

σ_{Nd} : é o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão (N_d);

σ_{Md} : é o 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 calculado em função da excentricidade de primeira ordem, como mostra a equação 22.

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

Finalmente, para peças esbeltas ($\lambda > 80$) é necessário considerar o acréscimo referente a excentricidade suplementar de primeira ordem (e_c).

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

A excentricidade inicial (e_{ig}), para verificação de peças esbeltas, deve ser calculada levando em consideração apenas à carga permanente, logo:

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

Assim é possível determinar a excentricidade suplementar pela seguinte equação:

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

ϕ : é o coeficiente de fluência, expresso na Tabela 16;

N_{gk} , N_{qk} : são valores característicos da força normal devido às cargas permanentes e acidentais, respectivamente;

Ψ_1 e Ψ_2 são fatores de utilização apresentados na Tabela 15.

Tabela 16: Coeficiente de fluência.

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).

O momento fletor de segunda ordem será dado por:

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

A expressão para verificação de estabilidade para peças esbeltas (Equação 25) é a mesma que a utilizada em peças medianamente esbeltas. Vale ressaltar que o índice de esbeltez deve apresentar valor abaixo de 140 ($\lambda \leq 140$).

3.6.3 Verificação de peças compostas solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente (Figura 18) por espaçadores interpostos devem ter a sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global. Assim, vale ressaltar que os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento da peça. Além disso, permite-se que a fixação dos espaçadores seja feita com apenas dois parafusos ajustados ao longo da direção do eixo longitudinal da peça, afastados entre si de no mínimo quatro vezes o diâmetro do parafuso e sete vezes o diâmetro do parafuso das bordas do espaçador.

A NBR 7190 (1997) permite que peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal tenham sua verificação de estabilidade como se fossem de seção maciça, levando em consideração as condições adiante.

Área de cada elemento da seção transversal:

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

Momentos de inércia de cada elemento da seção transversal:

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

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

Área da seção composta:

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

Momentos de inércia 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:

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

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

onde:

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

m: é o número de intervalos de comprimento L_1 em que fica dividido o comprimento L total da peça;

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

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

A verificação de estabilidade de peças com seção compostas procedem como se fossem de seção maciça com área A e momentos de inércia I_x e $I_{y,ef}$. Entretanto, a verificação de segurança em relação a resistência das peças é representada pela expressão seguinte.

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot w_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \leq f_{c0,d} \quad (40)$$

Onde:

$$w_2 = \frac{I_2}{\frac{b_1}{2}} \quad (41)$$

As verificações de estabilidade local dos trechos de comprimento L_1 dos elementos componentes são dispensadas desde que as seguintes condições sejam atendidas:

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

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Esta seção expõe e discute os resultados obtidos a partir das análises dimensional e de estabilidade desenvolvidas sob a ótica da NBR 7190 (1997). Ao longo do mesmo, serão apresentados os resultados da análise dos 20 pilares, coletados de diversos bairros de Arapiraca/AL, e exposto os procedimentos detalhados de um deles (Pilar 15) com intuito de exemplificar e esclarecer o método utilizado. Além disso, será discutido os resultados do questionário aplicado em estabelecimentos responsáveis por fornecer a matéria prima e construir os pilares de madeira. Desse modo, a seguir, será descrito a análise e a resolução do estudo dos carregamentos atuantes nos pilares, as verificações de resistência, estabilidade e a de conformidade dos critérios de execução das estruturas.

4.1 Análise das cargas e esforços que atuam nos pilares

4.1.1 Análise das ações permanentes

Para determinar a reação vertical que atua nos pilares, provenientes do carregamento permanente da cobertura, é preciso analisar a estrutura responsável por distribuir esses esforços. A título de ilustração, será realizado adiante a análise de um exemplar dos pilares analisados neste trabalho (Pilar 15). A Figura 21 mostra a planta de cobertura do respectivo exemplar com a marcação do pilar cujo procedimento será descrito.

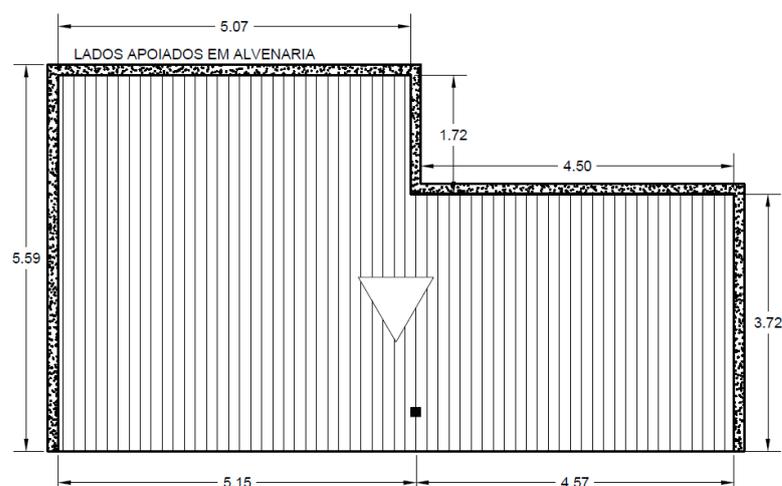


Figura 21 – Representação da cobertura do Pilar 15.

Fonte: Autor (2016).

A Figura 22 ilustra as terças, que são estruturas que atuam como vigas conduzindo o peso da cobertura para o pilar no ponto **B**.

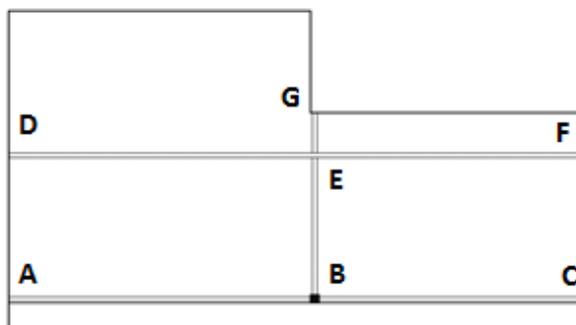


Figura 22 – Posição das terças da cobertura.

Fonte: Autor (2016).

Para estimar a carga que cada viga está submetida, em função da sua área de influência, é preciso conhecer as características do telhado. No exemplo, utilizou-se na cobertura, telhas do tipo Romana. Assim, fazendo uso da Tabela 5 é possível determinar o carregamento total distribuído por m^2 proveniente desse tipo de cobertura.

De acordo com a estrutura apresentada na Figura 22, a composição do esforço vertical que atua no pilar terá três etapas. A primeira está descrita na Figura 23, onde analisa a terça do segmento **DF**, que está apoiada no ponto **E** em uma outra estrutura do mesmo tipo, e tem sua área de influência delimitada pela área hachurada. Então, é preciso determinar inicialmente o valor da reação no ponto **E**.

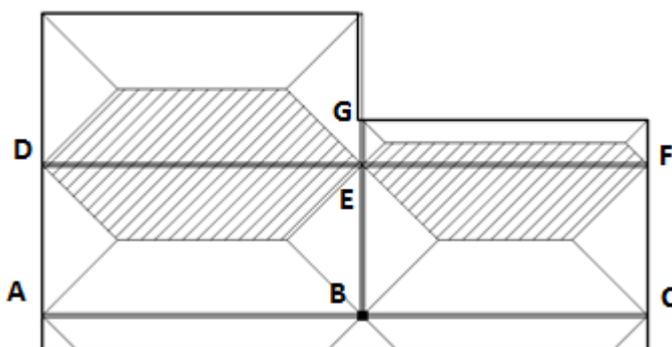


Figura 23 – Representação da primeira etapa

Fonte: Autor (2016).

O carregamento distribuído em cada segmento das vigas é calculado pelo produto entre o carregamento permanente total do telhado e sua área de influência (parte hachurada). A Figura 24 apresenta o esquema das forças, elaborada no Software FTOOL, da primeira etapa que tem por objetivo descobrir a reação no ponto **E** da viga ilustrada.

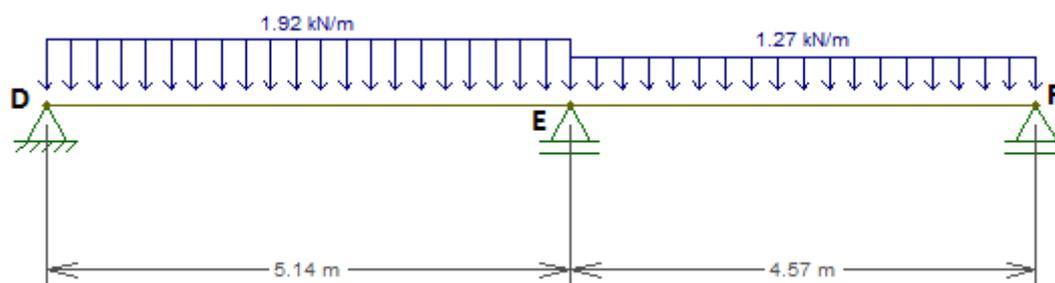


Figura 24 – Esquema dos esforços da primeira etapa.

Fonte: Autor (2016).

Aplicando a solução ao esquema anterior, obtêm-se o seguinte resultado:

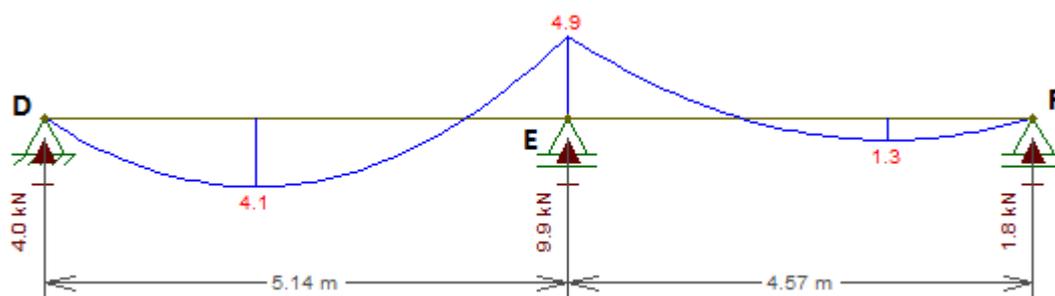


Figura 25 – Diagrama de momento fletor e reações da primeira etapa.

Fonte: Autor (2016).

Logo, com base na solução da Figura 25, a reação no ponto **E** é igual a 9,9 kN. A seguir, na segunda etapa a viga **GB** está vinculada diretamente no pilar do ponto **B**. Dessa maneira, essa etapa visa determinar o esforço vertical que a terça ilustrada na Figura 26 provoca no mesmo.

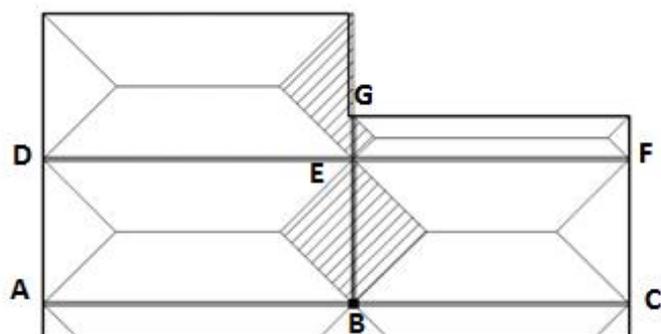


Figura 26 – Representação da segunda etapa.

Fonte: Autor (2016).

No esquema de forças da segunda etapa estarão inclusas o carregamento distribuído do peso da cobertura e a reação que a viga do segmento **DF** descarrega no ponto **E** de 9,9 kN determinada na primeira etapa. Como ilustra o esquema figura abaixo:

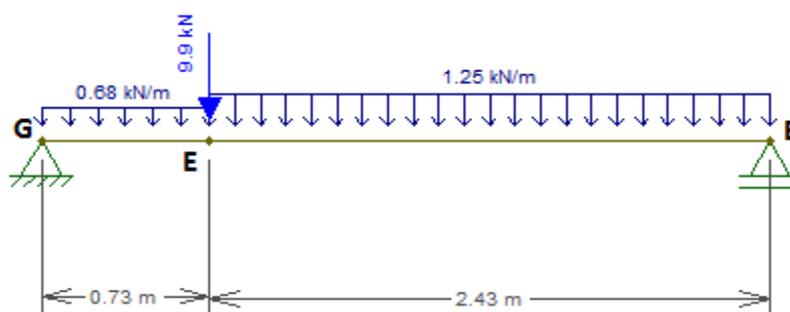


Figura 27 – Esquema dos esforços da segunda etapa.

Fonte: Autor (2016).

Aplicando a solução ao esquema anterior, obtêm-se o seguinte resultado:

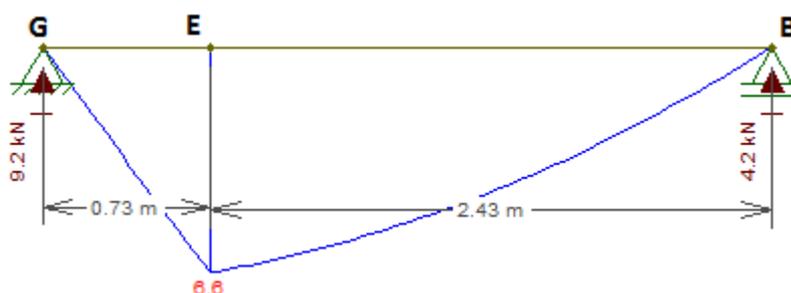


Figura 28 – Diagrama de momento fletor e reações da segunda etapa.

Fonte: Autor (2016).

Dessa forma, a Figura 28, mostra um diagrama de momento fletor, que estabelece a reação que o carregamento permanente provoca no ponto **B** é de 4,2 kN. Na terceira e última etapa, de forma análoga a segunda, mostra que tem duas terças **AB** e **BC** estão vinculadas diretamente ao pilar no ponto **B**. Assim, é necessário conhecer a carga que ambas descarregam ao pilar.

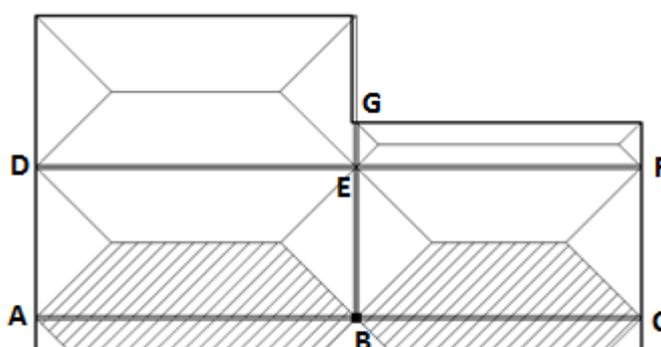


Figura 29 – Representação da terceira etapa.

Fonte: Autor (2016).

A Figura 30 mostra o esquema da terceira etapa.

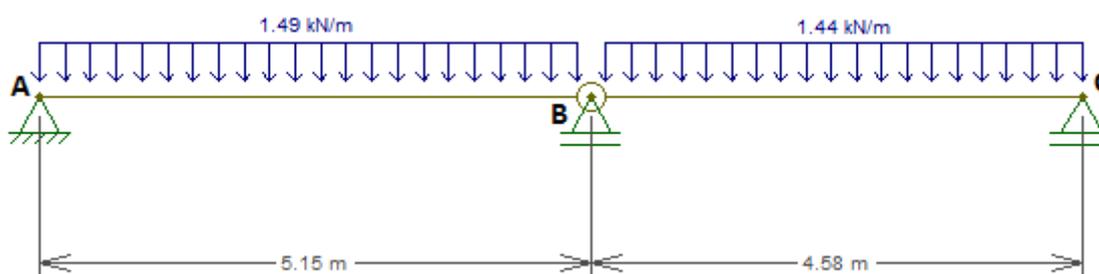


Figura 30 – Esquema dos esforços da terceira etapa.

Fonte: Autor (2016).

A rótula indicada no ponto **B** corresponde a uma emenda feita entre as terças **AB** e **BC** como pode ser observada na Figura 31. Essa técnica faz parte da montagem da estrutura e tem como consequência o não surgimento de momento fletor naquele ponto.



Figura 31 – Emenda entre terças.

Fonte: Autor (2016).

Como solução para o esquema anterior, temos:

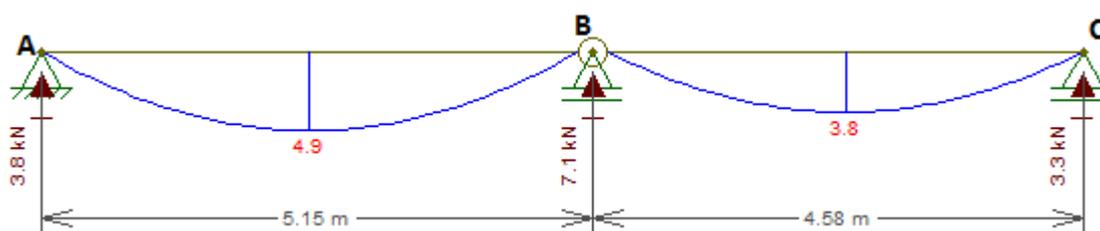


Figura 32 – Diagrama de momento fletor e reações da terceira etapa.

Fonte: Autor (2016).

Analisando o modelo acima, o esforço que a terceira etapa provoca no pilar (ponto **B**) é de 7,1 kN. Assim, é possível determinar a carga permanente que o pilar está submetido efetuando um somatório das reações nesse ponto, calculadas na segunda e terceira etapa. Desta forma, o peso próprio da cobertura descarrega no pilar uma carga de 11,3 kN.

O procedimento descrito nesse item possibilita estimar qual a carga permanente que o pilar vai receber. Esse método foi realizado para obter a força vertical permanente em todos os pilares analisados nesse estudo e o resultado pode ser observado na Tabela 17.

Tabela 17: Valores das cargas provenientes do carregamento permanente.

Pilar	Tipo de cobertura	Inclinação da cobertura (α)(°)	Peso total da cobertura (kN/m²)	N_{gk} (kN)
Pilar 01	Fibrocimento	40	0,449	4,54
Pilar 02	Colonial	25	1,105	9,92
Pilar 03	Colonial	25	1,105	8,60
Pilar 04	Colonial	25	1,105	3,21
Pilar 05	Colonial	25	1,105	8,37
Pilar 06	Colonial	25	1,105	5,40
Pilar 07	Romana	25	0,938	6,87
Pilar 08	Fibrocimento	40	0,449	3,10
Pilar 09	Romana	25	0,938	6,16
Pilar 10	Colonial	25	1,105	9,56
Pilar 11	Colonial	25	1,105	7,33
Pilar 12	Colonial	25	1,105	7,16
Pilar 13	Romana	25	0,938	9,94
Pilar 14	Colonial	25	1,105	1,18
Pilar 15	Romana	25	0,938	11,31
Pilar 16	Colonial	25	1,105	5,80
Pilar 17	Colonial	25	1,105	6,43
Pilar 18	Colonial	25	1,105	6,10
Pilar 19	Colonial	25	1,105	6,78
Pilar 20	Colonial	25	1,105	8,94

Fonte: Autor (2016).

Dessa forma, pode-se observar, na Tabela 17, que na primeira coluna é apresentada a numeração dos pilares conforme a ordem de análise. Em seguida, na segunda coluna, consta os tipos de telhas utilizadas sendo encontrados três tipos: Fibrocimento, Colonial e Romana. Além disso, na terceira coluna, relaciona-se a inclinação das cobertas em função do tipo de telha encontrada adotando-se a inclinação máxima sugerida na Tabela 5 de modo a evitar subestimar as cargas provenientes das estruturas de cobertura. Então, na quarta coluna tem-se o peso total da estrutura de cobertura em função do seu tipo que pode ser determinado com o uso da Tabela 04. Finalmente, na quinta coluna se apresenta a carga que cada pilar está submetido calculada de forma análoga a descrita anteriormente para o Pilar 15.

4.1.2 Análise das ações variáveis

O carregamento acidental é composto pelos esforços decorrentes do efeito da sobrepressão do vento ($N_{d,1}$) e uma possível solicitação devida a manutenção e reparo da estrutura ($N_{d,2}$). Neste contexto, a carga para a manutenção adotada neste estudo é de 0,5 kN/m² tida como suficiente para prever tanto o peso humano quanto equipamentos e materiais. Nesse processo, o procedimento para determinar a carga do vento, descrito no item **3.4.2**, baseia-se nas isopletras da Figura 19 para estimar velocidade do vento na região onde o município de Arapiraca se encontra que corresponde a 30 m/s. Dessa forma, inicialmente, é necessário determinar os fatores S_1 , S_2 e S_3 , para tanto, é preciso fazer algumas observações com base na análise do entorno dos pilares. Nesse sentido, observou-se que a totalidade dos pilares estavam situados em terrenos planos com obstáculos como muros, edificações baixas e esparsas e se tratava de pequenas construções, logo, tem-se:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Categoria do terreno: III} \\ \text{Classe do terreno: A} \\ z < 5 \end{array} \right. \therefore S_2 = 0,88; \text{ (Tabelas 5, 6 e 7)}$$

Como os pilares pertencem a residências e pontos comerciais, utiliza-se:

$$\text{Grupo 2: } S_3 = 1. \text{ (Tabela 8)}$$

A partir da Equação 07, tem-se:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 = 30 \cdot 1 \cdot 0,88 \cdot 1 = 26,4 \text{ m/s}$$

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

A pressão do vento é determinada com o uso da Equação 06:

$$q = 0,613 V_k^2 = 0,613 (26,4)^2 = 427,23 \text{ N/m}^2$$

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

Finalmente é possível determinar a componente normal da pressão do vento à inclinação da cobertura (α) (Equação 11):

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

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

Desta forma, utilizando um procedimento análogo ao descrito da seção 4.1.1, efetuou-se os cálculos para as ações variáveis tendo como resultado a Tabela 18.

Tabela 18: Valores das cargas provenientes da pressão do vento e carregamento de manutenção.

Pilar	Tipo de cobertura	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	Fibrocimento	40	0,245	0,5	2,48	5,06
Pilar 02	Colonial	25	0,245	0,5	2,20	4,49
Pilar 03	Colonial	25	0,245	0,5	1,91	3,89
Pilar 04	Colonial	25	0,245	0,5	0,71	1,45
Pilar 05	Colonial	25	0,245	0,5	1,85	3,79
Pilar 06	Colonial	25	0,245	0,5	1,20	2,44
Pilar 07	Romana	25	0,245	0,5	1,79	3,66
Pilar 08	Fibrocimento	40	0,245	0,5	1,69	3,46
Pilar 09	Romana	25	0,245	0,5	1,61	3,28
Pilar 10	Colonial	25	0,245	0,5	2,12	4,33
Pilar 11	Colonial	25	0,245	0,5	1,63	3,32
Pilar 12	Colonial	25	0,245	0,5	1,59	3,24
Pilar 13	Romana	25	0,245	0,5	2,60	5,30
Pilar 14	Colonial	25	0,245	0,5	0,89	0,54
Pilar 15	Romana	25	0,245	0,5	2,96	6,09
Pilar 16	Colonial	25	0,245	0,5	1,29	2,62
Pilar 17	Colonial	25	0,245	0,5	1,42	2,91
Pilar 18	Colonial	25	0,245	0,5	1,35	2,76
Pilar 19	Colonial	25	0,245	0,5	1,50	3,07
Pilar 20	Colonial	25	0,245	0,5	1,98	4,05

Fonte: Autor (2016).

Na Tabela 18, as colunas 4 e 5 estão preenchidas com a pressão que o vento assume em função da inclinação (α) da cobertura e o valor correspondente a tensão de manutenção, respectivamente. Em seguida, nas colunas 6 e 7 estão apresentados os valores característicos das cargas resultantes dessas ações nos pilares, onde N_{qk,1}

corresponde a carga equivalente a sobrepressão do vento e $N_{qk,2}$ é relacionado a tensão provocada por uma eventual manutenção do telhado.

4.1.3 Valores das combinações de cargas

No caso dos pilares analisados existem duas ações variáveis: a ação do vento e carga de manutenção. Desse modo, como descrito no item **3.5.1**, para se determinar o valor de cálculo total da ação que atua no pilar, considera-se uma situação a carga do vento como ação principal e na outra situação utiliza-se a carga de manutenção como principal, adotando a situação mais desfavorável, ou seja, a que apresentar maior valor.

Como se trata de ações permanentes de grande variabilidade o coeficiente de segurança (γ_G) corresponde a 1,4 (Tabela 12). Para o coeficiente das ações variáveis (γ_Q), admitindo as combinações normais, de acordo com a Tabela 14, corresponde a 1,4. O fator de combinação (Ψ_0), segundo a Tabela 15, assume o valor de 0,5 quando o vento é considerado ação variável principal e 0,4 quando a carga de manutenção assumir esse posto. Neste caso, a NBR 7190 permite adotar o parâmetro 0,75 como redutor para ação do vento. Os cálculos para ambas situações estão apresentados a seguir:

Vento como ação variável principal:

$$N_{d,1} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qi,k} \right] = 1,4 \cdot 11,31 + 1,4 (0,75 \cdot 2,96 + (0,5 \cdot 6,09))$$

$$N_{d,1} = 23,205 \text{ kN}$$

Carga de manutenção como ação variável principal:

$$N_{d,2} = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \cdot F_{Qi,k} \right] = 1,4 \cdot 11,31 + 1,4 (6,09 + (0,4 \cdot 2,96))$$

$$N_{d,2} = 26,018 \text{ kN}$$

Com base nos cálculos anteriores, temos que a situação mais desfavorável foi a que se utilizou a carga de manutenção como ação variável principal. Portanto, o valor adotado para o valor de cálculo da reação no Pilar 15 (N_d) para o pilar analisado é de 23,68 kN. Os valores de N_d para os demais pilares estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19: Valores das cargas provenientes da sobrepressão do vento e carregamento de manutenção.

Pilar	Esforços característicos			Esforços de cálculo	
	N_{gk} (kN)	$N_{qk,1}$ (kN)	$N_{qk,2}$ (kN)	$N_{d,1}$ (kN)	$N_{d,2}$ (kN)
Pilar 01	3,84	2,48	5,06	11,52	13,85
Pilar 02	9,92	2,20	4,49	19,34	21,41
Pilar 03	8,6	1,91	3,89	16,77	18,56
Pilar 04	3,21	0,71	1,45	6,25	6,92
Pilar 05	8,37	1,85	3,79	16,31	18,06
Pilar 06	5,4	1,20	2,44	10,53	11,65
Pilar 07	6,87	1,79	3,66	14,06	15,74
Pilar 08	2,62	1,69	3,46	7,86	9,46
Pilar 09	6,16	1,61	3,28	12,61	14,12
Pilar 10	9,56	2,12	4,33	18,64	20,63
Pilar 11	7,33	1,63	3,32	14,30	15,82
Pilar 12	7,16	1,59	3,24	13,96	15,45
Pilar 13	9,94	2,60	5,30	20,36	22,79
Pilar 14	1,18	0,89	0,54	2,96	2,91
Pilar 15	11,31	2,96	6,09	23,21	26,02
Pilar 16	5,8	1,29	2,62	11,31	12,51
Pilar 17	6,43	1,42	2,91	12,53	13,87
Pilar 18	6,1	1,35	2,76	11,89	13,16
Pilar 19	6,78	1,50	3,07	13,22	14,63
Pilar 20	8,94	1,98	4,05	17,43	19,29

Fonte: Autor (2016).

Na Tabela 19 as primeiras colunas mostram os valores característicos das cargas (N_{gk} , $N_{qk,1}$ e $N_{qk,2}$) determinadas nas seções passadas. Assim, esses valores possibilitaram determinar os valores de cálculo para as duas combinações das ações variáveis, sendo $N_{d,1}$ calculada com o vento como ação variável principal e $N_{d,2}$ com a carga de manutenção assumindo o posto de ação variável principal e estas compõem as colunas 5 e 6. Desse modo, a situação em evidência é a que fornece a situação mais desfavorável, desta forma, a mesma será a adotada para os cálculos seguintes.

4.2 Propriedades da madeira

4.2.1 Análise do questionário

A título de investigação de quais propriedades da madeira deveríamos utilizar para o presente estudo, optou-se por aplicar um questionário (Anexo B), como descrito anteriormente na seção 3.2. Além disso, consta também no questionário, questões que esclarecem os métodos utilizado pelos entrevistados no dimensionamento de pilares de madeira. Nessa etapa foi possível entrevistar profissionais de 5 estabelecimentos, entre madeireiras e serrarias, do município de Arapiraca-AL, os quais têm entre suas atribuições fornecer a madeira e executar a montagem da estrutura.

Sendo assim, baseando-se nos resultados do questionário, foi possível observar que a NBR 7190 (1997) é desconhecida por todos os entrevistados e as dimensões da seção transversal das peças que compõe o pilar são pré-estabelecidas conforme as seções comerciais disponíveis. Nesses termos, pode-se afirmar que a metodologia adotada no dimensionamento e a execução dessas estruturas é definida por meios empíricos, tendo como parâmetros métodos consagrados pelo uso.

Nesse sentido, o questionário mostrou que a totalidade dos responsáveis pelos estabelecimentos apontam as espécies Angelim ferro (*Hymenolobium spp*) e a Maçaranduba (*Manikara spp*) como as mais apropriadas para a construção dos pilares de madeira. A tendência acima destacada se deve ao fato de que as duas espécies indicadas possuem características mecânicas semelhantes, sendo a resistência paralela às fibras do Angelim ferro igual a 79,5 MPa e da Maçaranduba igual a 82,9 MPa (Tabela 1). Segundo relatos dos entrevistados, existe a possibilidade de ambas serem comercializadas indistintamente devido ao seu valor comercial aproximado.

4.2.2 Estimativa da resistência da madeira

As equações utilizadas para estimar a resistência da madeira fazem parte da NBR 7190. Desse modo, para os cálculos seguintes, será selecionado o Angelim ferro pelo fato do mesmo possuir características mecânicas menos favorecidas em relação a

Maçaranduba. A Equação 03 permite determinar o valor da resistência característica à compressão paralela às fibras:

$$f_{c0,k} = 0,7 \cdot f_{c,m} = 0,7 \cdot 79,5$$

$$f_{c0,k} = 55,65 \text{ MPa}$$

Por se tratar de pilares confeccionados com madeira serrada e considerando com classe de carregamento permanente, utilizando a Tabela 2, o coeficiente de modificação 1 é igual a $k_{mod,1} = 0,6$. Assim, utilizando a umidade relativa obtida a partir dos dados da estação meteorológica de Palmeira dos Índios – AL de 75%, a Tabela 4, sugere a utilização da Classe de Umidade 2. Desta forma, tem-se que o coeficiente de modificação 2 corresponde a $k_{mod,2} = 1,0$ (Tabela 3). E o valor do coeficiente de modificação 3, sendo a madeira sem controle tecnológico, é igual a $k_{mod,3} = 0,8$. Portanto, a partir da Equação 04, pode-se definir o valor do coeficiente de modificação

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

$$k_{mod} = 0,48$$

A resistência de cálculo à compressão paralela às fibras ($\gamma_{wc} = 1,4$) é expressa pela Equação 02:

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,k}}{\gamma_w} = 0,48 \frac{55,65}{1,4}$$

$$f_{c0,d} = 19,08 \text{ MPa}$$

4.2.3 Estimativa da rigidez

O módulo de elasticidade médio do Angelim ferro é 20.827 MPa (Tabela 1). Com base nessa informação, a Equação 05 permite o cálculo do módulo de elasticidade efetivo:

$$E_{c0,ef} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \cdot E_{c0,m} = 0,6 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 20.827$$

$$E_{c0,ef} = 9.996,96 \text{ MPa}$$

4.3 Verificação de estabilidade

O índice de esbelte, de acordo com as equações estabelecidas pela NBR 7190 (1997) é calculado em função das características das peças isoladas e da seção composta. Nesse sentido, utilizando a Equação 31 é possível determinar a área de cada elemento da seção transversal:

$$A_1 = 5 \cdot 14 = 70 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 70 \text{ cm}^2$$

As Equações 32 e 33 nos concede os valores dos momentos de inercia das peças isoladas nos diferentes eixos principais:

$$I_1 = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = \frac{5 \cdot 14^3}{12} = 1143,33 \text{ cm}^4$$

$$I_1 = 1143,33 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} = \frac{14 \cdot 5^3}{12} = 145,83 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = 145,83 \text{ cm}^4$$

A área da seção composta é definida através da Equação 34:

$$A = n \cdot A_1 = 2 \cdot 70 = 140 \text{ cm}^2$$

$$A = 140 \text{ cm}^2$$

O momento de inércia da seção composta nos principais eixos é calculado a partir das Equações 35 e 36:

$$I_x = n \cdot I_1 = 2 \cdot 1143,33 = 2286,66 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 2286,66 \text{ cm}^4$$

$$I_y = n \cdot I_2 + 2 \cdot A_1 \cdot a_1^2 = 2 \cdot 145,83 + 2 \cdot 70 \cdot 5^2 = 3791,66 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3791,66 \text{ cm}^4$$

A razão entre o comprimento total (L) e a distância entre os espaçadores (L_1) (Equação 39) juntamente com o coeficiente β_I (Equação 38) serviram para determinar o momento de inercia efetivo:

$$m = \frac{L}{L_1} = \frac{2,61}{1,14} = 2,289$$

$$m = 2,289$$

$$\beta_I = \frac{I_2 \cdot m^2}{I_2 \cdot m^2 + \alpha_y \cdot I_y} = \frac{145,83 \cdot 2,289^2}{145,83 \cdot 2,289^2 + 1,25 \cdot 3791,66} = 0,1388$$

$$\beta_I = 0,1388$$

Então, tem-se o momento de inércia efetivo em relação ao eixo y (Equação 37):

$$I_{y,ef} = \beta_I \cdot I_y = 0,1388 \cdot 3791,66 = 526,59 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,ef} = 526,59 \text{ cm}^4$$

Ademais, com base nessas informações, é possível determinar o índice de esbeltez para os principais eixos. Em seguida, está exposto os cálculos para o exemplo abordado.

- Verificar eixo x:

Índice de esbeltez (Equação 20):

$$\lambda_x = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{261}{\sqrt{\frac{2286,66}{140}}} = 64,58$$

$$\lambda_x = 64,58$$

Os valores do índice de esbeltez, correspondente ao eixo x, dos pilares analisados nesse trabalho estão apresentados na Tabela 20.

Tabela 20: Valores do índice de esbeltez para o eixo x.

Pilar	Características geométricas dos pilares										λ_x
	b_1 (cm)	h_1 (cm)	a_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	6	10,00	6	125	255	2	60	120	500,00	1000,00	88,33
Pilar 02	6	9,50	6	100	194	2	57	114	428,69	857,38	70,74
Pilar 03	6	9,50	6	135	270	2	57	114	428,69	857,38	98,45
Pilar 04	6	9,00	6	92	230	2	54	108	364,50	729,00	88,53
Pilar 05	5,5	14	5,5	100	200	2	77	154	1257,67	2515,33	49,49
Pilar 06	5,5	11,5	5,5	110	216	2	63,25	126,5	697,07	1394,14	65,06
Pilar 07	6	20	6	100	241	2	120	240	4000,00	8000,00	41,74
Pilar 08	5	11,5	5	100	234	2	57,5	115	633,70	1267,40	70,49
Pilar 09	6	14,5	6	122	290	2	87	174	1524,31	3048,63	69,28
Pilar 10	5	14	5	100	230	2	70	140	1143,33	2286,67	56,91
Pilar 11	5	11	5	105	205	2	55	110	554,58	1109,17	64,56
Pilar 12	5	12	5	112	224	2	60	120	720,00	1440,00	64,66
Pilar 13	5	11	5	77	221	2	55	110	554,58	1109,17	69,60
Pilar 14	6	11	6	75	231	2	66	132	665,50	1331,00	72,75
Pilar 15	5	14	5	114	261	2	70	140	1143,33	2286,67	64,58
Pilar 16	6	14	6	85	242	2	84	168	1372,00	2744,00	59,88
Pilar 17	5	10	5	88	196	2	50	100	416,67	833,33	67,90
Pilar 18	6	9	5,5	87	228	2	54	108	364,50	729,00	87,76
Pilar 19	5	13	5	102	224	2	65	130	915,42	1830,83	59,69
Pilar 20	6	14	6	96	222	2	84	168	1372	2744	54,93

Fonte: Autor (2016)

Onde,

b_1 : menor dimensão da seção transversal da peça isolada;

h_1 : maior dimensão da seção transversal da peça isolada;

a_1 : distância entre os centros de massa da seção composta e da peça isolada;

L_1 : distância entre os espaçadores;

L : comprimento total dos pilares;

n : número de peças que compõe a seção composta;

A_1 : área da seção transversal da peça isolada;

A : área da seção transversal da seção composta;

I_1 : momento de inércia da peça isolada;

I_x : momento de inércia da seção composta;

λ_x : índice de esbeltez.

- Verificar eixo y:

Índice de esbeltez (Equação 20):

$$\lambda_y = \frac{L}{\sqrt{\frac{I_{y,ef}}{A}}} = \frac{261}{\sqrt{\frac{526,59}{140}}} = 134,576$$

$$\lambda_y = 134,576$$

Os valores do índice de esbeltez, correspondente ao eixo y, dos pilares analisados nesse trabalho estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Valores do índice de esbeltez para o eixo y.

Pilar	Características geométricas													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	6,00	10,0	6,00	125	255	2	60	120	180,00	4680,00	2,04	0,11	531,24	121,19
Pilar 02	6,00	9,50	6,00	100	194	2	57	114	171,00	4446,00	1,94	0,10	461,43	96,43
Pilar 03	6,00	9,50	6,00	135	270	2	57	114	171,00	4446,00	2,00	0,11	487,23	130,60
Pilar 04	6,00	9,00	6,00	92	230	2	54	108	162,00	4212,00	2,50	0,16	679,35	91,70
Pilar 05	5,50	14,00	5,50	100	200	2	77	154	194,10	5046,71	2,00	0,11	553,06	105,54
Pilar 06	5,50	11,50	5,50	110	216	2	63,25	126,5	159,44	4145,51	1,96	0,11	439,67	115,86
Pilar 07	6,00	20,00	6,00	100	241	2	120	240	360,00	9360,00	2,41	0,15	1419,12	99,11
Pilar 08	5,00	11,50	5,00	100	234	2	57,5	115	119,79	3114,58	2,34	0,14	449,08	118,41
Pilar 09	6,00	14,50	6,00	122	290	2	87	174	261,00	6786,00	2,38	0,15	1005,06	120,66
Pilar 10	5,00	14,00	5,00	100	230	2	70	140	145,83	3791,67	2,30	0,14	530,77	118,12
Pilar 11	5,00	11,00	5,00	105	205	2	55	110	114,58	2979,17	1,95	0,10	312,73	121,58
Pilar 12	5,00	12,00	5,00	112	224	2	60	120	125,00	3250,00	2,00	0,11	356,16	130,02
Pilar 13	5,00	11,00	5,00	69	221	2	55	110	114,58	2979,17	3,20	0,24	714,76	86,70
Pilar 14	6,00	11,00	6,00	75	231	2	66	132	198,00	5148,00	3,08	0,23	1163,14	80,02
Pilar 15	5,00	14,00	5,00	114	261	2	70	140	145,83	3791,67	2,29	0,14	526,60	134,58
Pilar 16	6,00	14,00	6,00	85	242	2	84	168	252,00	6552,00	2,85	0,20	1307,91	86,73
Pilar 17	5,00	10,00	5,00	88	196	2	50	100	104,17	2708,33	2,23	0,13	358,65	103,50
Pilar 18	6,00	9,00	5,50	87	228	2	54	108	162,00	3591,00	2,62	0,20	713,29	88,72
Pilar 19	5,00	13,00	5,00	102	224	2	65	130	135,42	3520,83	2,20	0,13	454,95	119,74
Pilar 20	6,00	14,00	6,00	96	222	2	84	168	252,00	6552,00	2,31	0,14	925,76	94,57

Fonte: Autor (2016).

Onde,

b_1 : menor dimensão da seção transversal da peça isolada;

h_1 : maior dimensão da seção transversal da peça isolada;

a_1 : distância entre os centros de massa da seção composta e da peça isolada;

L_1 : distância entre os espaçadores;
 L : comprimento total dos pilares;
 n : número de peças que compõe a seção composta;
 A_1 : área da seção transversal da peça isolada;
 A : área da seção transversal da seção composta;
 I_2 : momento de inércia da peça isolada;
 I_y : momento de inércia da seção composta;
 m : número de intervalos (L_1) que o comprimento total do pilar é dividido.
 β_I : fator para o cálculo do momento de inércia efetivo;
 $I_{y,ef}$: momento de inércia efetivo da seção composta;
 λ_y : índice de esbeltez.

Nesse sentido, as Tabelas 20 e 21 descrevem as características geométricas que possuem relevância para o cálculo do índice de esbeltez dos pilares. Dessa forma, observa-se que, em relação ao eixo x, a maioria dos pilares podem ser classificados como estruturas medianamente esbeltas (azul) ($40 < \lambda < 80$) com exceção dos Pilares 1, 3, 4, 18 que são classificadas como estruturas esbeltas (amarelo) ($\lambda > 80$). Entretanto, em relação ao eixo y, que corresponde ao eixo que sofre influência da composição da estrutura, todos os pilares foram classificados como estruturas esbeltas (amarelo) ($\lambda > 80$). Além disso, é possível observar que nenhum valor foi superior a 140 que é o máximo que a NBR 7190 (1997) estabelece. Portanto, todas as peças serão verificadas como sendo peças esbeltas.

Dando continuidade, a verificação de estabilidade de peças esbeltas é precedida da definição dos valores de alguns parâmetros essenciais. Assim sendo, utilizando as características do Pilar 15, a excentricidade acidental mínima pode ser calculada utilizando a Equação 21:

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{261}{300} = 0,870$$

$$e_a = 0,870 \text{ cm}$$

Sabe-se que a excentricidade inicial (e_i) é definida pela Equação 22:

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

Como M_{1d} é igual a zero,

$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{15}{30} = 0,500$$

$$e_i = 0,500 \text{ cm}$$

Sendo, a carga crítica de Euler (F_E) calculada através da Equação 24:

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 999,696 \cdot 526,59}{261^2} = 76,271 \text{ kN}$$

A excentricidade suplementar pode ser obtida com o uso da Equação 29. Nesse caso, admitimos que as edificações analisadas possuem classe de carregamento permanente, dessa forma, com o auxílio da Tabela 16, o coeficiente de fluência (ϕ) é igual a 0,8. Os fatores de combinação podem ser observados na Tabela 15, nesses moldes, tem-se que para cargas acidentais dos edifícios Ψ_1 e Ψ_2 correspondem a 0,3 e 0,2, respectivamente. Assim, a excentricidade suplementar (e_c) é definida da seguinte forma:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left\{ \frac{\phi [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]} \right\} - 1 \right\} =$$

$$= (0,50 + 0,87) \left\{ \exp \left\{ \frac{0,8 [11,31 + (0,3 + 0,2) 9,05]}{76,271 - [11,31 + (0,3 + 0,2) 9,05]} \right\} - 1 \right\}$$

$$e_c = 0,32 \text{ cm}$$

Então, através da Equação 27, é possível determinar a excentricidade total:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c = 0,5 + 0,87 + 0,32 = 1,692$$

$$e_{1,ef} = 1,69 \text{ cm}$$

A partir da Equação 30 determina-se o momento fletor de segunda ordem (M_d):

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 26,02 \cdot 1,69 \cdot \left(\frac{76,271}{76,271 - 26,02} \right) = 66,72$$

$$M_d = 66,72 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Dando sequência, calcula-se o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal (Equação 13) e o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor (M_d) (Equação 17):

$$\sigma_{N,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{26,02}{140} = 0,186$$

$$\sigma_{N,d} = 0,186 \text{ kN/cm}^2$$

Onde, o módulo de resistência calculado é dado pela Equação 19.

$$W_y = \frac{I_y}{x} = \frac{526,6}{\frac{15}{2}} = 70,21$$

$$W_y = 70,21 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$\sigma_{M_y,d} = \frac{M_d}{W_y} = \frac{66,72}{70,21}$$

$$\sigma_{M_y,d} = 0,95 \text{ kN/cm}^2$$

Com os valores das tensões e da resistência da madeira definidos anteriormente é possível fazer a verificação de estabilidade estabelecida pela Equação 25:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{0,186}{1,91} + \frac{0,95}{1,91} = 0,595$$

$$0,60 \leq 1 \text{ (Verificado)}$$

Nesse sentido, de acordo com resultado dos cálculos acima, tem-se que o pilar em questão (Pilar 15) tem sua estabilidade verificada. Dessa forma, o resultado das verificações de estabilidade dos demais pilares estão apresentadas da Tabela 22.

Tabela 22: Resultados da verificação de estabilidade.

Pilar	F _E (kN)	Excentricidades				M _d (kN·cm)	W (cm ³)	Tensões		f _{c0,d} (kN/cm ²)	Verificação $\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}}$
		e _a (cm)	e _i (cm)	e _c (cm)	e _{1,ef} (cm)			σ _{N,d} (kN/cm ²)	σ _{My,d} (kN/cm ²)		
Pilar 01	80,61	0,85	0,60	0,12	1,57	23,24	59,03	0,10	0,39	1,91	0,26
Pilar 02	120,97	0,65	0,60	0,13	1,38	35,79	51,27	0,19	0,70	1,91	0,46
Pilar 03	65,94	0,90	0,60	0,28	1,78	45,88	54,14	0,16	0,85	1,91	0,53
Pilar 04	126,71	0,77	0,60	0,04	1,41	10,29	75,48	0,06	0,14	1,91	0,11
Pilar 05	136,42	0,67	0,55	0,09	1,31	27,20	67,04	0,12	0,41	1,91	0,27
Pilar 06	92,98	0,72	0,55	0,09	1,36	18,09	53,29	0,09	0,34	1,91	0,23
Pilar 07	241,08	0,80	0,60	0,05	1,45	24,43	157,68	0,07	0,15	1,91	0,12
Pilar 08	80,92	0,78	0,50	0,07	1,35	12,89	59,88	0,07	0,22	1,91	0,15
Pilar 09	117,91	0,97	0,60	0,10	1,67	26,76	111,67	0,08	0,24	1,91	0,17
Pilar 10	99,00	0,77	0,50	0,16	1,43	37,17	70,77	0,15	0,53	1,91	0,35
Pilar 11	73,42	0,68	0,50	0,16	1,34	26,99	41,70	0,14	0,65	1,91	0,41
Pilar 12	70,04	0,75	0,50	0,17	1,42	28,05	47,49	0,13	0,59	1,91	0,38
Pilar 13	144,39	0,74	0,50	0,11	1,35	36,44	95,30	0,21	0,38	1,91	0,31
Pilar 14	215,07	0,77	0,60	0,01	1,38	4,07	129,24	0,02	0,03	1,91	0,03
Pilar 15	76,27	0,87	0,50	0,32	1,69	66,72	70,21	0,19	0,95	1,91	0,60
Pilar 16	220,35	0,81	0,60	0,04	1,45	19,21	145,32	0,07	0,13	1,91	0,11
Pilar 17	92,11	0,65	0,50	0,10	1,25	20,45	47,82	0,14	0,43	1,91	0,30
Pilar 18	135,38	0,76	0,60	0,07	1,43	20,87	79,25	0,12	0,26	1,91	0,20
Pilar 19	89,46	0,75	0,50	0,12	1,36	23,86	60,66	0,11	0,39	1,91	0,27
Pilar 20	185,34	0,74	0,60	0,08	1,42	30,49	102,86	0,11	0,30	1,91	0,22

Fonte: Autor (2016).

Na tabela acima, nas primeiras colunas, constam os valores para a carga crítica de Euler (F_E) e das excentricidades (e_a, e_i, e_c e e_{1,ef}) obtidas nos cálculos para os pilares analisados. Logo após, na coluna 6, está contido os valores do momento de segunda ordem (M_d) que é determinado a partir dos valores das colunas anteriores. Assim, após o cálculo do módulo de resistência (W) é possível efetuar os cálculos das tensões que são apresentados nas colunas 9 e 10. Por fim, com os valores para a resistência da madeira definidos na coluna 11, efetua-se a verificação de estabilidade dada pela Equação 25, para peças esbeltas, cujo valor deve ser menor que 1.

Com base no exposto na Tabela 22, analisando os valores apresentados na coluna 12, percebe-se que todos os valores para verificação de estabilidade apresentaram valores menores que 1. Desse modo, é possível afirmar que os pilares analisados são compostos por peças que possuem características de esbeltez que atendem as diretrizes que a NBR 7190 (1997) propõe.

4.4 Verificação de resistência

A verificação de segurança em relação a resistência da madeira, como visto anteriormente, para peças de seção composta solidarizadas descontinuamente é feita com o auxílio da Equação 40 que está presente na NBR 7190. Contudo, primeiramente é preciso determinar o valor do módulo de resistência a flexão (Equação 41). Então, utilizando os valores estabelecidos anteriormente, tem-se:

$$W_2 = \frac{I_2}{\frac{b_1}{2}} = \frac{145,83}{\frac{5}{2}} = 58,33 \text{ cm}^3$$

Assim,

$$\begin{aligned} \frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot W_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) &= \\ &= \frac{23,679}{140} + \frac{56,73 \cdot 145,83}{526,60 \cdot 58,33} + \frac{56,73}{2 \cdot 5 \cdot 70} \left(1 - 2 \cdot \frac{145,83}{526,6} \right) = 0,47 \end{aligned}$$

$$0,47 \leq 1,908 \text{ (Verificado)}$$

As verificações de resistência de todos os pilares estão apresentadas da Tabela 23.

Tabela 23: Resultados da verificação de resistência.

Pilar	W_2 (cm ³)	$f_{c0,d}$ (MPa)	$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d \cdot I_2}{I_{y,ef} \cdot W_2} + \frac{M_d}{2a_1 \cdot A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right)$
Pilar 01	60,00	1,908	0,25
Pilar 02	57,00	1,908	0,43
Pilar 03	57,00	1,908	0,47
Pilar 04	54,00	1,908	0,12
Pilar 05	70,58	1,908	0,26
Pilar 06	57,98	1,908	0,21
Pilar 07	120,00	1,908	0,13
Pilar 08	47,92	1,908	0,16
Pilar 09	87,00	1,908	0,17
Pilar 10	58,33	1,908	0,35
Pilar 11	45,83	1,908	0,37
Pilar 12	50,00	1,908	0,34
Pilar 13	45,83	1,908	0,38
Pilar 14	66,00	1,908	0,04
Pilar 15	58,33	1,908	0,55
Pilar 16	84,00	1,908	0,13
Pilar 17	41,67	1,908	0,30
Pilar 18	54,00	1,908	0,23
Pilar 19	54,17	1,908	0,26
Pilar 20	84,00	1,908	0,23

Fonte: Autor (2016).

A tabela anterior apresenta os valores da verificação de resistência (Equação 40). Para pilares compostos por peças solidarizadas descontinuamente) na coluna 4. Entretanto, para poder realizar essa verificação foi preciso definir, na coluna 2, os valores dos módulos de resistência para as peças. Assim, na coluna 3 consta os valores equivalentes a resistência da madeira que é alvo dessa análise.

Com base nessas informações, visto que, os valores encontrados nas verificações apresentaram valor inferior a resistência de cálculo da madeira, pode-se afirmar que as tensões que atuam no pilar não excederão a resistência do tipo de madeira utilizado. Como consequência, conclui-se as características dimensionais tanto da seção transversal quanto do comprimento das peças foram bem definidas.

4.5 Verificação dos critérios de execução dos pilares

Para as verificações de segurança da seção composta, como descrito no item **3.6.3**, a NBR 6710 (1997) propõe que os espaçadores estejam dispostos simetricamente de modo que a distância entre eles (L_1) seja única. Assim sendo, com a visita *in loco* para a obtenção das características dos pilares foi possível perceber que do total de 20 pilares apenas 6 (30%) respeitaram essa simetria. Os pilares que tiveram os espaçadores dispostos simetricamente foram: 2, 6, 11 (Figura 33), 12, 19. Os demais pilares podem ser observados no Anexo B.



Figura 33 – Pilar 11.

Fonte: Autor (2016).

Outro aspecto observado foi como deu as ligações entre as peças que constituem os pilares. Visto que, segundo a NBR 7190 (1997), não é permitido fazer ligações com apenas 1 pino metálico (pregos ou parafusos), pois para ser considerada rígida as ligações das peças devem ser feitas por pelo menos 2 desses. Foi possível observar que todas as estruturas (100%) abordadas neste trabalho apresentaram a fixação de seus espaçadores com apenas um parafuso (Figura 34).



Figura 34 – Fixação do espaçador feita por apenas 1 parafuso.

Fonte: Autor (2016).

Neste contexto, pode-se afirmar, que essas práticas comprometem o travamento ideal das estruturas e a garantia de que as mesmas absorvam as solicitações da forma teoricamente prevista. Dessa forma, as verificações de segurança realizadas neste trabalho não podem ser utilizadas como único parâmetro para garantir a estabilidade e o bom funcionamento dos pilares de madeira analisados.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi abordado assuntos referentes ao uso da madeira, a importância da mesma para a humanidade, sobretudo como elemento estrutural, e as normas que regem a sua utilização. Em suma, a verificação proposta por esse trabalho se faz necessária no cenário atual da indústria da construção civil, onde a falta de recursos é um problema importante, visto que, a utilização correta dessas estruturas pode trazer um uso mais eficiente desse insumo, por conseguinte, mais economia. Assim sendo, este trabalho busca averiguar o quão eficiente são os métodos utilizados atualmente no mercado para a execução e dimensionamento dos pilares de seção composta, baseando-se, evidentemente, na amostra analisada. Para a viabilização de tais objetivos utilizamos como parâmetros as diretrizes presentes na NBR 7190 (1997).

Neste aspecto, pode-se afirmar que foi possível concluir a análise dimensional e de estabilidade dos pilares de madeira, o que possibilitou definir os índices de esbeltez que as mesmas apresentam e proceder com as verificações de estabilidade e segurança padrões. Em adição, ressalta-se que os pilares analisados obtiveram resultados positivos no que se refere a verificação de resistência e estabilidade, de forma que as seções transversais e os comprimentos das peças que compõe a estrutura estão de acordo com as especificações da NBR 7190 (1997).

Ademais, outro aspecto peculiar desse tipo de estrutura é a possibilidade de perceber visualmente a existência de algumas discordâncias nas técnicas de dimensionamento e execução em relação as recomendações das normas. Este trabalho conclui que os métodos utilizados na execução dos pilares foram estabelecidos de forma empírica e negligenciam totalmente as especificações construtivas presentes na NBR 7190 (1997). Nesse contexto, observou-se que todos pilares apresentaram número de pinos metálicos insuficientes para a fixação dos espaçadores, verificou-se também erros cruciais no posicionamento dos mesmos, os quais deveriam, observando-se de forma criteriosa a norma, ser espaçados igualmente.

À luz disso, apesar das dimensões estarem bem estabelecidas, evidencia-se que a falta de conhecimento da normalização vigente, por parte dos responsáveis técnicos, compromete a utilização do método adequado para concepção dos pilares de

madeira. Além disso, outro fator observado que agrava ainda mais esse problema é a falta de projetos específicos que promovam o detalhamento estrutural dos pilares de madeira.

Desse modo, é possível afirmar que os pilares produzidos e comercializados no Município de Arapiraca – AL não podem ser alvo de análise que se utiliza dos métodos de verificação de segurança da NBR 7190 (1997) sem que sejam implementados estudos adicionais que esclareçam a influência que as práticas anteriormente enumeradas têm no comportamento mecânico dos pilares.

Como sugestões para trabalhos futuros destacamos:

- Análise da influência que a fixação feita por um único pino metálico acarreta na estabilidade do pilar;
- Análise de resistência e estabilidade de vigas feitas de madeira;
- Desenvolvimento de uma ferramenta computacional para otimização estrutural de pilares de madeira;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANON. **Handbook 1** – Timber structures, educational materials for designing and testing of timber structures (TEMTIS), 2008.

ARAPIRACA – AL. **Prefeitura**. 2016. Disponível em: <http://www.arapiraca.al.gov.br>. Acesso em: 12 janeiro de 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123:1988**. Forças devidas ao vento em edificação. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

AZEREDO, H. A. **O Edifício Até Sua Cobertura**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 1997.

BRITEZ, C. A.; NOGUEIRA, V. **Inter-relação entre as propriedades e a microestrutura das madeiras**. PCC 5726 – Princípios da Ciência dos Materiais Aplicados aos Materiais de Construção Civil. São Paulo, 2006.

BROSTOW, W; DATASHVILI, T; MILLER, H. **Wood and Wood Derived Materials**. Journal of Materials Education Vol 32 (3-4). pp 125-138. 2010.

CALIL JUNIOR, C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A. **Dimensionamento de Elementos Estruturais de Madeira**. 1. ed. Barueri, SP: Manole, 2003.

COUNTINHO, J. de S. **Materiais de Construção 1: Madeiras**. Porto: Universidade do Porto, 1999. Disponível em: <<http://paginas.fe.up.pt/~jcouti/Madeiras%2099.pdf>>. Acesso em 20 de Abril de 2016.

FOREST PRODUCTS LABORATORY. **Wood Handbook – Wood as an engineering material**. General Technical Report FPL-GTR-190. 508p. Madison, WI, 2010.

GONZAGA, A. L. **Madeira: Uso e Conservação**. Caderno Técnico vol.6. Programa Monumenta, 246p. Brasília, 2006.

GREENPEACE. **Lei da Mata Atlântica é Aprovada depois de 14 Anos**. Em: <<http://www.greenpeace.org/brasil/pt/Noticias/lei-da-mata-atl-ntica-e-aprova/>>. Acesso em: 14 de Novembro de 2015.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Arapiraca:** informações completas. Disponível em: <<http://www.cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?lang=&codmun=270030&search=alagoas|arapiraca>>. Acesso em: 03 de Novembro de 2015.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA. **BDMEP:** dados históricos. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>. Acesso em: 03 de Novembro de 2015.

LOGSDON, N. B. **Estruturas de madeira para Coberturas, sob a ótica da NBR 7190/1997**. Faculdade de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Mato Grosso. Cuiabá, MT. 2002. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAAbmcAF/estruturas-madeira-coberturas-sob-a-otica-nbr-7190-1997>>. Acesso em: 30 de Março de 2016.

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

MORETTI FILHO, J. **Considerações sobre telhados de edifícios**. Anais da ESA. São Paulo: USP, [s.d]. p. 224-250. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/aesalq/v12-13/17.pdf>>. Acesso em: 18 de Novembro de 2015.

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

ROMÃO, S. R. L. **A cidade do futuro: agenda 21 Arapiraca**. Maceió: Ideário, 2008.

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.

STALNAKER, J.; J. HARRIS, E. C. **Structural Design in Wood**. VNR Structural Engineering Series. Second edition, Publisher: Springer US. 1997.

U.S. CONGRESS, Office of Technology Assessment. **Wood Use: U.S. Competitiveness and Technology**. Washington D.C., OTA-ITE-210, August 1983.

YOUNGS, R. L.; HAMZA M. L. **Wood: History of Use**. In book: Reference Module in Materials Science and Materials Engineering. Publisher: Elsevier, pp 1-7. 2016.

APÊNDICE A: Fotos dos Pilares Analisados**Figura A.1 – Pilar 02.****Fonte:** Autor (2016).**Figura A.2 – Pilar 03.****Fonte:** Autor (2016).



Figura A.3 – Pilar 04

Fonte: Autor (2016).



Figura A.4 – Pilar 05

Fonte: Autor (2016).



Figura A.5 – Pilar 06.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.6 – Pilar 07.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.7 - Pilar 08.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.8 - Pilar 09.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.935 – Pilar 10.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.10 – Pilar 12.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.11 – Pilar 13.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.12 – Pilar 14.

Fonte: Autor (2016).



8

Figura A.13 – Pilar 16.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.14 – Pilar 17.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.15 – Pilar 18.

Fonte: Autor (2016).



Figura A.16 – Pilar 19

Fonte: Autor (2016).



Figura A.17 – Pilar 20.

Fonte: Autor (2016).

APÊNDICE B: Questionário

Questionário

O estabelecimento fornece madeira para construção de pilares estruturais?

Sim ()

Não ()

O dimensionamento das peças para elementos estruturais segue os parâmetros estabelecidos pela norma NBR 7190 – **Projeto de estruturas de madeira** (1997)?

Sim ()

Não ()

Em caso da afirmativa ser não, como são determinadas as dimensões do mesmo?

Existe alguma forma de distinguir qual a espécie de madeira está sendo utilizada, visualmente?

Sim ()

Não ()

De que forma? _____

Quais dessas madeiras estão disponíveis para o comercio nesse estabelecimento?

Angelim araroba	()	Cedro doce	()
Angelim ferro	()	Cupiúba	()
Angelim pedra	()	Ipê/Pau d'arco	()
Angelim pedra verdadeiro	()	Jatobá	()
Canafístula	()	Sucupira	()
Cedro amargo	()	Maçaranduba	()

Outros: _____