

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
ENGENHARIA CIVIL

BRENO ALVES DE SOUSA GOMES

A MADEIRA COMO MATERIAL DIMENSIONADO PARA HABITAÇÕES
RIBEIRINHAS EM JOÃO PESSOA

JOÃO PESSOA

2021

BRENO ALVES DE SOUSA GOMES

A MADEIRA COMO MATERIAL DIMENSIONADO PARA HABITAÇÕES
RIBEIRINHAS EM JOÃO PESSOA

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação de Engenharia Civil, apresentado para a disciplina de mesmo nome, do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental (DECA), do Centro de Tecnologia (CT) da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), Campus I, para apreciação da banca com vistas à obtenção do título de Graduado.

Orientador: Prof. Dr. Givanildo Alves de Azerêdo

JOÃO PESSOA

2021

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

G633m Gomes, Breno Alves de Sousa.

A madeira como material dimensionado para habitações ribeirinhas em João Pessoa / Breno Alves de Sousa Gomes. - João Pessoa, 2021.

77 f.

Orientação: Givanildo Alves de Azerêdo.
Monografia (Graduação) - UFPB/CT.

1. madeira. 2. zonas de risco. 3. segurança estrutural.
4. habitação social. I. Azerêdo, Givanildo Alves de.
II. Título.

UFPB/BS/CT

CDU 72(043.2)

FOLHA DE APROVAÇÃO

BRENO ALVES DE SOUSA GOMES

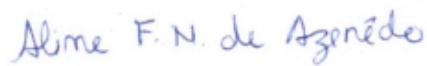
**A MADEIRA COMO MATERIAL DIMENSIONADO PARA HABITAÇÕES
RIBEIRINHAS EM JOÃO PESSOA**

Trabalho de Conclusão de Curso em 13/07/2021 perante a seguinte Comissão Julgadora:



Prof. Givanildo Alves de Azerêdo
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADO



Prof. Aline Figueiredo Nóbrega de Azerêdo
UFCG

APROVADO



Prof. Letícia Palazzi Perez
UNESP

APROVADO



Prof. Andrea Brasiliano Silva
Matricula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

“Onde não puderes amar, não te demores” – Frida Kahlo

“Não ser egocêntrico ao ponto de achar que posso mudar o mundo. Não ser egocêntrico ao ponto de nem tentar” – Alex Castro

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Força Inominável que nos presenteou com o dom de viver por sua graça, e que, cada um de nós a seu modo, pudesse encontrar gozo, alegria, felicidade, paz, questionamentos, tristezas, mas muitas evoluções, nesta vida maravilhosamente despreziosa e “livre” para que possamos decidir sobre nós mesmos – dentro do que nos couber decidir.

A você, que de alguma forma encontrou este trabalho, que ele possa lhe ajudar. Este trabalho de conclusão de curso só ganhou vida para que você pudesse lê-lo. Obrigado por você existir. Este trabalho foi possível pela orientação do Prof. Givanildo Azeredo, que aceitou esta jornada comigo.

Aos meus pais, José Alves e Maria de Lourdes, que me proporcionaram a vida, alimentação, a melhor escola privada que conseguiam e a tantas outras oportunidades e privilégios – cada um a seu modo. Ambos não conseguiram completar o Ensino Superior, então eu, Breno Alves, o mais novo de três filhos e o último a se tornar Graduado, dedico a vocês esta conquista representando a geração de filhos. A verdade é que dificilmente eu estaria aqui sem vocês.

Aos meus irmãos, Maísa e Romero, por serem, antes de tudo, minhas forças e a quem posso sempre recorrer. Embora talvez não tenham percebido, sempre foram exemplos próximos a mim de pessoas aguerridas e éticas.

Agradeço fortemente ao meu primo, amigo e irmão, Matheus Alves, pelos momentos de grande descontração e leveza nos últimos meses.

Por fim, agradeço a todos os familiares que não tiveram oportunidades de estudo, aos anônimos, aos transeuntes da minha vida e aos que hoje não se fazem mais pessoas próximas a mim, que, numa palavra falada, também contribuíram, embora eu não tenha mais a oportunidade de agradecê-las.

Finalizo esta etapa de minha vida com consciência de que a cada dia descubro que menos sei, e assim continuarei descobrindo, mas sempre a fim de promover o Bem, agora através da minha profissão.

RESUMO

Este trabalho trata da madeira como um material dimensionado para habitações ribeirinhas sendo uma possível alternativa para resolução das problemáticas sociais, espaciais e ambientais relacionadas à remoção de populações para conjuntos habitacionais distantes de seus núcleos originais em João Pessoa, a fim de evitá-la, servindo também para as habitações impróprias. As palafitas em madeira, como habitações próximas a corpos hídricos, foram as primeiras formas de habitação que garantiam conforto e a sobrevivência para o Homem. Hoje em dia, na ausência de habitações em locais seguros para habitação para os povos que migraram do campo para os centros urbanos nos períodos de urbanização, a população enraizou-se em áreas impróprias para a moradia. Associada a insegurança e desconfortos, a madeira pouco a pouco, na cultura da construção civil e senso comum, tornou-se um material menos nobre, efêmero, relativo à pobreza, contrariamente ao que ocorre ao concreto-armado. Contudo, ainda que a madeira seja um material heterogêneo, possui massa específica até 5 vezes menor que a massa específica do concreto-armado, ótima durabilidade, resistências características maiores quando imersa em água, podendo apresentar situações mais favoráveis ainda para a sua utilização: seja pela rápida montagem, ou por possibilitar formações de peças pré-moldadas industriais de fácil montagem e obter ganhos indiretos ao fim a partir da entrega rápida. Com o objetivo de dimensionar estacas de Maçaranduba para a palafita, supondo que estejam sujeitas a inundação temporária anual, em João Pessoa, para uma habitação, são verificadas as condições de segurança estrutural segundo a NBR 7190/1997 e NBR 6120/2019.

Palavras-chave: Madeira, Zonas de risco, Segurança estrutural, Habitação social.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Habitação em palafita, canal do Jari (PA).....	16
Figura 2 – Habitação em palafita, canal do Jari (PA).....	16
Figura 3 – Casa palafítica com cobertura em palhas	17
Figura 4 – Modelo estrutural do tablado da habitação sobre palafita modelado no <i>Revit</i>	18
Figura 5 – Modelo tridimensional da habitação em palafita modelado em <i>Revit</i>	19
Figura 6 – Direções principais das seções das madeiras	21
Figura 7 – Tipos de empenamentos	24
Figura 8 – Tronco de madeira e seções de madeira serrada	27
Figura 9 – Perfil esquemático do processo de enchente e inundação.....	35
Figura 10 – Mapa de inundação do bairro São José	46
Figura 11 – Planta baixa da habitação	46
Figura 12 – Tablado da habitação.....	47
Figura 13 – Modelo tridimensional da habitação descoberta	48
Figura 14 – Modelo estrutural da palafita	50
Figura 15 – Treliça de coberta com dimensões em metro.....	52
Figura 16 – Vigas e lajes da habitação	54
Figura 17 – Carregamentos atuantes no Quadro 2	59
Figura 18 – Carregamentos atuantes no Quadro 2	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de umidade.....	23
Tabela 2 – Valores de $k_{mod,1}$	34
Tabela 3 – Valores de $k_{mod,2}$	34
Tabela 4 – Valores de $k_{mod,3}$	34
Tabela 5 – Fatores de combinação e utilização	39
Tabela 6 – Valores do coeficiente de fluência Φ	44
Tabela 7 – Peças e seções pré-dimensionadas da palafita	51
Tabela 8 – Peso próprio das treliças de cobertura.....	52
Tabela 9 – Peso próprio de parede.....	53
Tabela 10 – Peso próprio de piso.....	53
Tabela 11 – Valores dos coeficientes k_x , k_y , k'_x e k'_y	55
Tabela 12 – Reações verticais das lajes.....	57
Tabela 13 – Reações das lajes nas vigas.....	57
Tabela 14 – Combinação de cargas e reações das vigas.....	58
Tabela 15 – Reações das vigas nos pilares	58
Tabela 16 – Esforços atuantes nos pilares	59
Tabela 17 – Reações verticais das lajes.....	61
Tabela 18 – Reações das lajes nas vigas.....	61
Tabela 19 – Combinação de cargas e reações das vigas.....	62
Tabela 20 – Reações das vigas nos pilares	62
Tabela 21 – Esforços atuantes nos pilares	63
Tabela 22 – Esforços internos nos pilares por estado limite	65

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
2 OBJETIVOS.....	14
2.1 Objetivo Geral.....	14
2.2 Objetivos Específicos.....	14
3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	14
3.1 Madeira.....	14
3.1.1 Madeira em habitações: Palafitas.....	15
3.1.2 Propriedades Físicas.....	20
3.1.2.1 Anisotropia.....	20
3.1.2.2 Umidade e higroscopia.....	22
3.1.2.3 Defeitos.....	24
3.1.2.4 Tipos de madeira da construção civil.....	26
3.1.2.5 Durabilidade da madeira.....	28
3.1.3 Propriedades Mecânicas.....	29
3.1.3.1 Resistências à compressão.....	30
3.1.3.2 Resistência à tração.....	31
3.1.3.3 Resistência ao cisalhamento.....	32
3.1.3.4 Resistência à flexão.....	32
3.1.3.5 Módulos de elasticidade.....	32
3.2 Áreas de risco e habitações sociais.....	34
3.2.1 Riscos em áreas ribeirinhas.....	35
3.2.2 Assentamentos precários e informais.....	36
3.3 Dimensionamento de estruturas em madeira.....	37
3.3.1 Previsão de cargas.....	37
3.3.1.1 Cargas permanentes (F_g).....	38
3.3.1.2 Cargas variáveis (F_q).....	38
3.3.2 Combinações de ações.....	38

3.3.2.1 Estado limite de utilização: longa duração	38
3.3.2.2 Estado limite último: últimas normais	39
3.3.3 Verificações de segurança	40
3.3.3.1 Flexocompressão	40
3.3.3.2 Compressão de peças esbeltas	42
4 METODOLOGIA.....	44
4.1 Áreas de risco de enchente em João Pessoa: Bairro São José.....	45
4.2 Caracterização da estrutura e simplificações.....	46
4.2.1 Arranjo global da estrutura	49
4.2.2 Pré-dimensionamento das peças	50
4.3 Previsão de cargas permanentes	51
4.3.1 Carga da treliça.....	51
4.3.2 Carga de parede	52
4.3.3 Carga de piso	53
4.3.4 Cargas nas vigas	55
4.4 Combinações de ações.....	56
4.4.1 Estado limite de utilização: longa duração.....	56
4.4.1.1 Lajes.....	56
4.4.1.2 Vigas.....	57
4.4.1.3 Pilares	59
4.4.2 Estado limite último: normal	60
4.4.2.1 Lajes.....	60
4.4.2.2 Vigas.....	61
4.4.2.3 Pilares	63
4.5 Ligações.....	64
5 RESULTADOS	64
5.1 Verificações de segurança	65

5.1.1 Flexocompressão (P5)	66
5.1.1.1 Estado limite de utilização.....	66
5.1.1.2 Estado limite último.....	67
5.1.2 Compressão em peças esbeltas (P2 e P5)	67
5.1.2.1 Estado limite de utilização.....	68
5.1.2.2 Estado limite último.....	70
5.2 Palafita e o Bairro São José	74
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	75
7 REFERÊNCIAS	76

1 INTRODUÇÃO

A cidade de João Pessoa sofreu um processo de expansão semelhante às demais cidades brasileiras, isto é, rápida e espraiada, especialmente nas décadas de 70 e 80. O Brasil, no processo de urbanização e movimentação populacional rumo aos centros urbanos, ao passo em que industrializava-se, careceu de políticas efetivas para comportar e controlar esta migração de mão de obra, advinda das cidades rurais às cidades em processo de urbanização (SANTOS, 1993).

O Governo Federal, atuando através do Banco Nacional de Habitação (BNH), associado ao Governo do Estado e Prefeitura Municipal, com maior eficiência entre as décadas de 70 e 80, estimulou a criação de conjuntos habitacionais como forma de contenção e controle, contudo, “não resolveu o problema da moradia e provocou a periferização, além da segregação espacial” (MAIA, 2014), uma vez que estes conjuntos eram construídos em locais distantes das cidades.

A ocupação da cidade de João Pessoa, forçou o processo de urbanização, e resultou numa má distribuição espacial, graças às especulações imobiliárias e fundiárias. Com isto, surgiram microrregiões independentes entre si, não conectadas, carentes de infraestrutura rodoviária para mobilidade urbana e assistência sanitária.

Esta independência entre as regiões, permitiu o surgimento de “vácuos” urbanos (SANTOS, 1993, p. 95-96), e incentivou a especulação imobiliária, que por sua vez alimenta problemas sociais, incentivando mais ainda a periferização da cidade e autoconstruções de condomínios, loteamentos independentes, cortiços e favelas. Este sistema de efeitos oriundos do processo de urbanização padrão é retroalimentativo, sendo assim, segue ciclicamente repetindo-se no desenvolvimento das cidades.

A especulação imobiliária se faz como motor da construção civil e sua indústria, logo é associada ao grande mercado existente na cidade de João Pessoa. Aproveitando-se dos fenômenos ocorrentes, incentiva as regiões ainda não ocupadas e, agora, valorizadas até a sua ocupação total. Portanto, as regiões de baixo interesse para este nicho econômico são desvalorizadas.

Os espaços urbanos não ocupados são as zonas não adensáveis elencadas pelo Plano Diretor da cidade de João Pessoa, que se dividem em zonas de preservação ambiental e zonas de risco. Em João Pessoa, estas zonas estão associadas a presença de taludes naturais e corpos hídricos, que oferecem risco de deslizamento de maciços de solo e enchentes à população que ali reside. Múltiplos problemas sociais, econômicos, ambientais, espaciais e biológicos surgem

a partir desta ocupação não fiscalizada, oriundos de poluição e a ausência de esgotamento sanitário.

As políticas públicas de transferência da população para conjuntos habitacionais como forma de solução da problemática da moradia em zonas de risco viraram um padrão que acreditou-se aplicável e suficiente para qualquer circunstância nas cidades brasileiras. Contudo, esta solução confere altos gastos públicos, se caracteriza por ser morosa e por vezes insuficiente perante as necessidades existentes (DIAS, 2012), não garantindo a supressão dos problemas da população reassentada.

Uma vez que se distancia permanentemente do local anterior, com vínculos familiares, históricos e trabalhistas, onde viveram durante anos, até mesmo gerações anteriores de seus familiares, Dias (2012) aponta que a população tenta regressar às suas casas anteriores, nas zonas de risco, por não se sentirem parte daquele novo local, haver pouco ou nenhum lazer, por perderem os “bicos” de trabalho, por estarem distantes de familiares e até mesmo haver dificuldade no acesso às políticas públicas assistenciais, tais como saúde, creches, escolas e outros.

Em busca de amenizar alguns destes problemas atualmente, as diretrizes do Caderno de Orientação Técnico Social (COTS), elaborado pela Caixa Econômica Federal, banco responsável por operar financeiramente os montantes econômicos relativos às habitações, apontam que a transferência desta população deverá ser preferencialmente realizada para áreas próximas, sendo assim chamada de “remanejamento”. Todavia, poucas são as áreas habitáveis no entorno das zonas de risco que estão livres para suprir a demanda habitacional gerada pela transferência da população ribeirinha.

A fim de se estudar uma solução de permanência segura para as comunidades de João Pessoa em situação de risco de enchentes, e tendo em vista que são residentes de habitações autoconstruídas, irregulares e por isso com segurança questionável, este trabalho visa analisar o sistema estrutural de uma unidade habitacional sobre palafita, sendo proposta como modelo construtivo a partir das propriedades das estacas sendo em madeira, que comporão o esquema em palafita na presença de água.

Sendo assim, as estacas serão aterradas no solo e submetidas a uma distribuição de cargas, utilizando-se de normas técnicas (7190/1997 e 6120/2019), abordando a durabilidade deste material e a segurança estrutural, quando submetida à inundação em períodos chuvosos com volumes estimados para a cidade de João Pessoa.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

Propor um modelo alternativo de Habitação de Interesse Social (HIS) elevado acima do nível do corpo d'água, através de estacas de madeira (palafita), para habitações em zonas de risco de inundação, conforme normas vigentes.

2.2 Objetivos Específicos

- Apontar as problemáticas das zonas com risco de enchentes na cidade de João Pessoa;
- Apontar o modelo habitacional sobre palafita como uma alternativa possível, competitiva, que apresente qualidade de vida à população ribeirinha;
- Apresentar a madeira como um material teoricamente resistente à utilização em uma área inundável de João Pessoa; e
- Aplicar o processo de dimensionamento de estacas das palafitas como elementos de habitações ribeirinhas segundo a NBR 7190/1997.

3 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Este tópico do trabalho será dividido em três áreas: a madeira e suas propriedades físicas e mecânicas; o histórico dos efeitos pluviométricos em uma das zonas de risco de enchentes na cidade de João Pessoa para a população (bairro São José); e, por fim, as considerações sobre teoria do dimensionamento de estruturas de madeira, particularizada para o objeto de estudo deste trabalho: as palafitas.

A fim de construção e embasamento teórico ao presente estudo, serão analisados artigos científicos publicados, trabalhos de conclusão de curso, dissertações de mestrado, teses de doutorado e autores consagrados nas literaturas relativas às áreas citadas ou que apresentaram inovações frente às normas ainda em processo de atualização.

3.1 Madeira

Há um pré-conceito atribuído à madeira, de modo geral, e sua possível "perda" em relação ao concreto armado, no que tange às suas propriedades comparadas entre estes. Este

conceito, associado ao incentivo industrial e a popularização do concreto armado, enquanto sistema construtivo viável economicamente, se deu especialmente pelas fases da revolução industrial estadunidense e a ampla modernização do processo fabril de produção do insumo cimentício (aglutinante), ocasionando na oferta barata e competitiva do insumo básico deste sistema construtivo: o Cimento Portland.

Esta desvalorização das madeiras, curiosamente, se deu em países ainda em processos de desenvolvimento, enquanto acontecia a urbanização acelerada e largo incentivo às indústrias cimentícias destes países. A madeira, utilizada com folhas de zinco e outros tipos de peças em madeiras, então, foi associada às habitações de baixa qualidade, efêmeras e, quase sempre, indicando relação com a pobreza já que era um material abundante e facilmente utilizado nas autoconstruções em áreas a serem habitadas pela população que viria em busca da vida urbana, devido ao processo de mecanização da agricultura nas áreas rurais.

Embora a madeira tenha perdido seu protagonismo nas habitações urbanas brasileiras, sobretudo em esquemas estruturais aparentes e puramente em madeira, é válido salientar que no Brasil utiliza-se a madeira como função estrutural de apoio temporário, como escoras, fôrmas, andaimes e demais estruturas auxiliares para os trabalhadores. Contudo, ainda em pequenas quantidades e sob demanda dos clientes, casas como elementos aparentes permeiam cultural e socialmente o imaginário artístico deste nicho de público que se atenta a habitações próximas a natureza ou que queiram, por vontade, remetê-las.

Ainda que este material tenha ganhado um papel secundário nos tempos atuais da sociedade e da cultura da construção civil, há relatos de que o Homem pré-histórico tenha desenvolvido habilidades de trabalho com a madeira a fim de utilização em formas habitacionais nos moldes semelhantes ao que chamamos de “palafitas” hoje (NÁPOLES NETO, 1998 p. 17-34) – na ausência de disponibilidades de “locas de pedra” ou cavernas.

3.1.1 Madeira em habitações: Palafitas

O modelo construtivo destas palafitas, quando remetido a habitações, está sempre associado à habitações inteiramente de madeiras, em alturas consideráveis em relação ao solo e sobre pilares em madeira (estacas) para transmissão das cargas de toda a estrutura, ou seja, habitações sobre estacas. Contudo, Ribeiro (2011) aponta que palafitas são construções assentadas sobre pilares, muito embora o conjunto casa-palafita seja comumente considerado um só e inteiramente em madeira.

A autora Ribeiro (2011) faz um levantamento histórico de alguns países com habitações assentadas em estacarias em madeira, mas dando enfoque a Portugal, e atentando-se especialmente sobre esta distinção entre materiais utilizados exclusivamente nestas habitações, exemplo: alvenarias e madeiras; e ainda se o que consta acima das palafitas são habitações, pontes ou passarelas.

Indo além, Ribeiro (2011), ainda, neste estudo faz a distinção entre alguns subsistemas construtivos relativos às palafitas, presentes em Portugal, como: pau-a-pique e independente. Também distingue o assentamento e a junção dos fechamentos verticais das habitações sobre palafitas, quando estes são em madeira, e até mesmo de variações do sistema de “palafita” com suas estacarias aparentes, apontando possibilidades diversas que foram recorrentes geograficamente ao longo de Portugal do ponto de vista arquitetônico através das variações dos materiais disponíveis.

As palafitas (Figura 1 e Figura 2), no Brasil, são genericamente associadas a habitações autoconstruídas, às margens de corpos hídricos ou encostas, por isso sujeitas a inundações, que possuem sua “estrutura em forma de pilotis” de madeira (OLIVEIRA JUNIOR, 2009 p. 117), e preponderantemente unifamiliar. Estas podem ter seu fechamento em pranchas modulares de madeira leve (com uniões em entalhes em madeiras macias) – muito recorrente na região Norte do país, e também em folhas de zinco ou telhas em alumínio disponíveis, que também são utilizados como coberturas de acordo com sua disponibilidade.

Figura 1 – Habitação em palafita, canal do Jari (PA)



Fonte: Givanildo Azeredo (2020).

Figura 2 – Habitação em palafita, canal do Jari (PA)



Fonte: Givanildo Azeredo (2020).

Oliveira Junior (2009) realizou um comparativo, em seu estudo sobre palafitas, com um modelo de habitação do povo indígena Wajãpi (Figura 3). Esta tribo vive hoje no estado do Amapá e também na Guiana Francesa, e possui tronco linguístico Tupi. Por conta de sua tradicional não ocupação em uma aldeia estruturada com várias famílias e fixadas espacialmente, são núcleos familiares espalhados ao longo do seu território. Como apresentam alguma dependência dos rios e modo de vida efêmero em determinado local (duração média de 5 anos), além de roças para pequenos plantios, este modelo de construção é facilmente replicado já que se baseia em materiais disponíveis em qualquer localidade, a saber: madeira, pequenos galhos, folhas e fios vegetais.

Figura 3 – Casa palafítica com cobertura em palhas

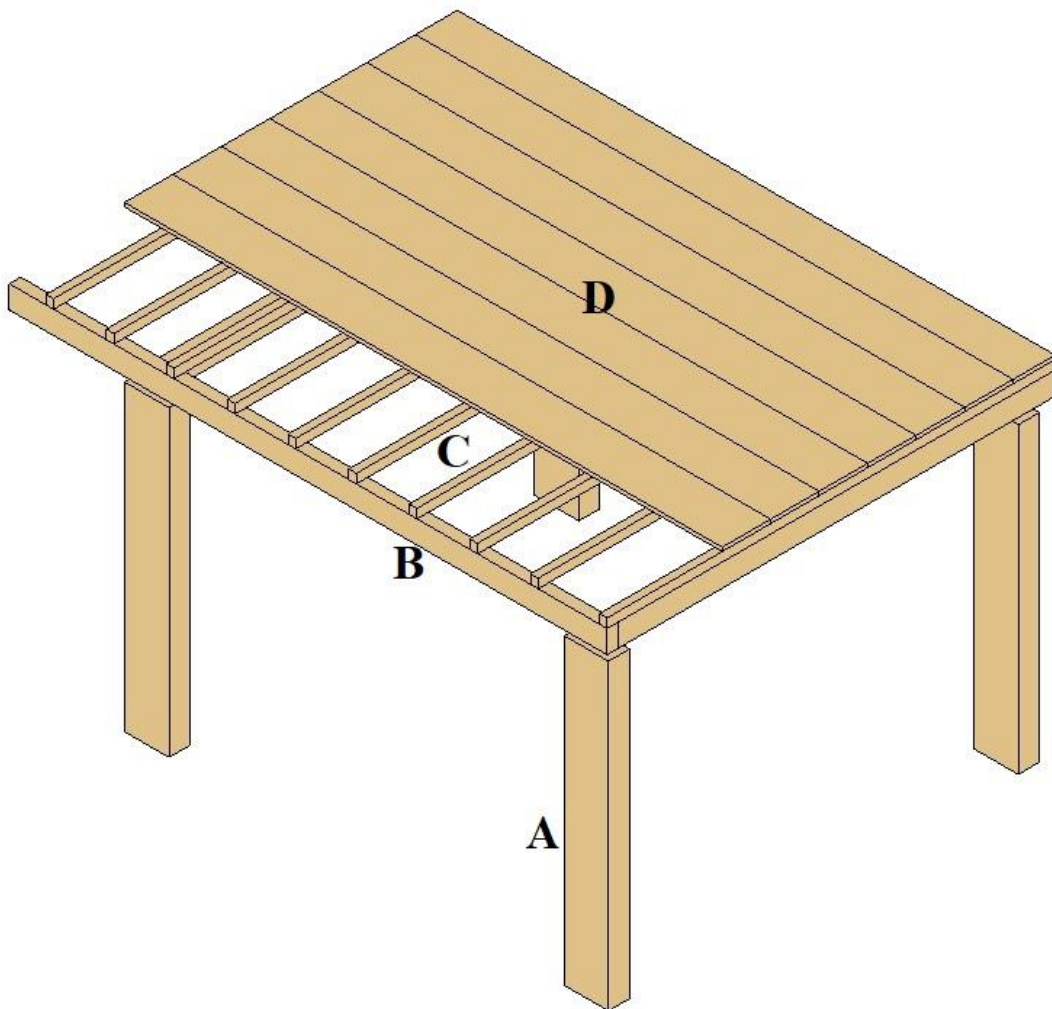


Fonte: Dominique Gallois (1983) apud Oliveira Junior (2009), p. 117.

As habitações sobre palafitas possuem formas adaptadas à medida com que se particularizava as necessidades da população à localidade, à manutenção da cultura local e sua subsistência. Ribeiro (2011) cita um modelo comumente chamado de “palheiros – evidentemente sobre palafitas, muito presente numa região de litoral de Portugal, a Praia da Tocha. Estes palheiros são habitações datadas do final do século XVIII sobre estacarias muito semelhantes a Figura 1 e Figura 2, e além de submetidas a inundações constantes também sofre de erosão do solo, tempestades de areias e até mesmo seu deslocamento.

É de suma importância perceber que, a fim de se compreender como se pensava na segurança estrutural das casas, naquele tempo, há um caminhamento de cargas acima do tablado das habitações que são transmitidas até o solo através da palafita. Este esquema de distribuição das cargas permite peças com seções pequenas, e assim uma estrutura mais leve. Na Figura 4 foi exemplificada a estrutura semelhante aos palheiros citados e que será considerada para o estudo deste trabalho.

Figura 4 – Modelo estrutural do tablado da habitação sobre palafita modelado no *Revit*

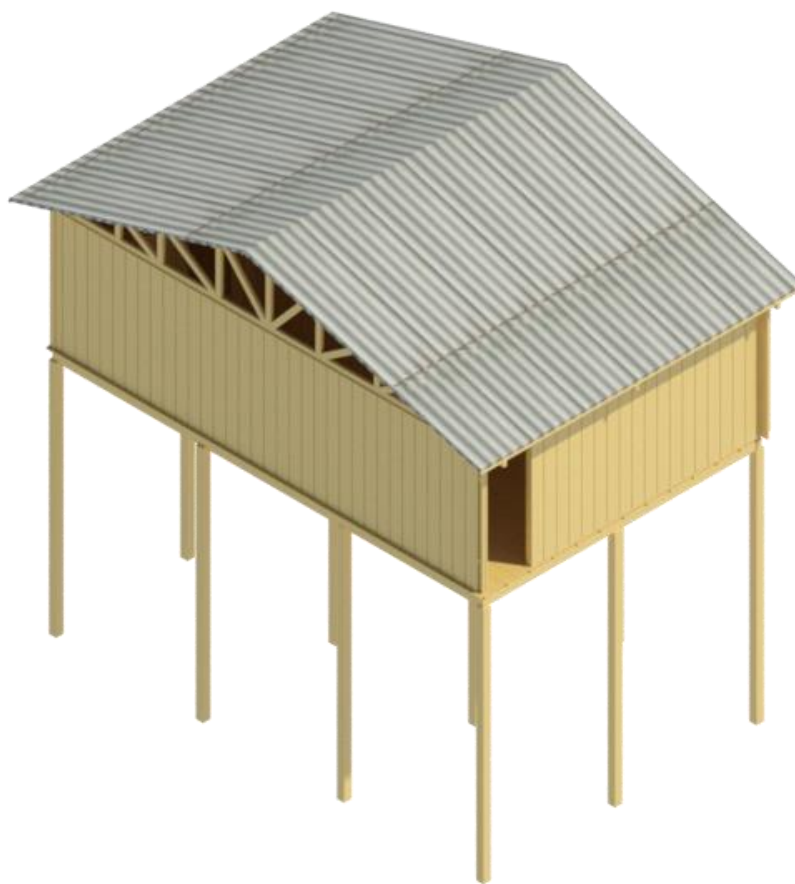


Fonte: autor (2021).

A Figura 4 também nos permite enxergar os elementos estruturais: as estacas (A), as terças (B), os caibros (C) e as tábuas (D), e como cada um destes trabalham com certa independência em relação a estrutura de vedação da habitação que ficará acima do tablado. Uma vez que esta unidade habitacional tem relativa independência entre a infraestrutura (parte estrutural inferior) e a superestrutura (parte superior à palafita), aumenta-se a facilidade de deslocamento (Ribeiro, 2011 p. 49) e de manutenção individual das peças.

O modelo arquitetônico tridimensional definido para este projeto está representado na Figura 5 abaixo.

Figura 5 – Modelo tridimensional da habitação em palafita modelado em *Revit*



Fonte: autor (2021).

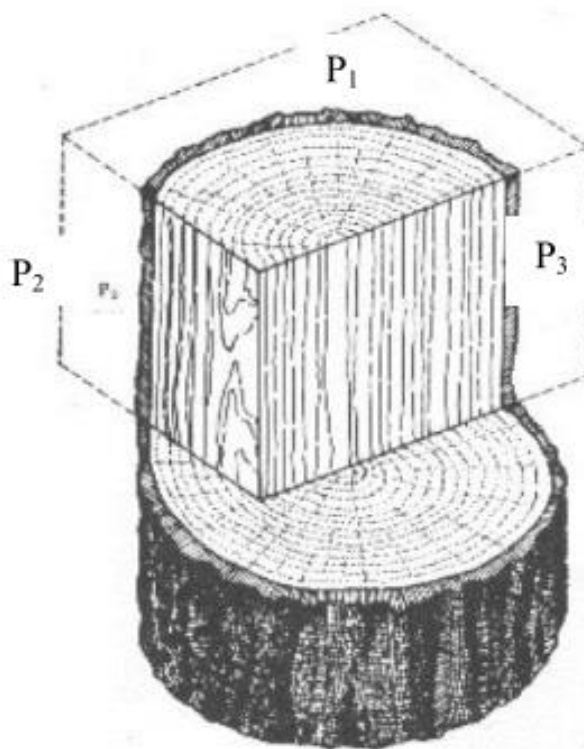
3.1.2 Propriedades Físicas

3.1.2.1 Anisotropia

A madeira possui em sua formação microscópica células que compõem as fibras nos sentidos longitudinais do tronco e crescimento anelar ao redor de sua medula (eixo central da madeira), de acordo com as estações do ano sendo ou não bem definidas, a suscetibilidade de nutrientes e umidade do solo. Embora a madeira possua um caráter microscopicamente quase homogêneo, do ponto de vista de suas propriedades físicas, seus comportamentos se distinguem conforme sua direção.

A diferença das propriedades de acordo com a direção observada numa amostra de uma seção de uma espécie de madeira resulta no que é chamado de anisotropia. Pfeil (2003) aponta que esta propriedade tem origem devido à orientação das fibras da madeira, mas que apenas têm importância as direções paralela e perpendicular às fibras principais – que são as fibras também chamadas de longitudinais.

Figura 6 – Direções principais das seções das madeiras



Fonte: Lapage (1986) apud Szücs et. al. (2015).

Na Figura 6 pode-se observar os planos P1, P2 e P3. As direções, então, se apresentam ortogonalmente aos planos, ou seja:

- Ortogonal ao plano P1: direção longitudinal. É o mesmo plano que as fibras principais.
- Ortogonal ao plano P2: direção tangencial. Denomina-se, pois, uma vez que há tangenciamento dos anéis de crescimento. Os anéis são formações de coloração escura e ocorre quando a espécie está localizada em regiões de estações bem definidas, como regiões acima ou abaixo dos trópicos globais terrestre.
- Ortogonal ao plano P3: direção radial. Denominado desta forma porque passa pelo cerne do tronco, tal como um cilindro.

As direções que mais interessam para utilização na construção civil são as direções longitudinal, ou paralela, e perpendicular às fibras. Estas são as direções relacionadas às solicitações dos esforços internos que guiam para o dimensionamento das peças com solicitações simples, objeto deste estudo.

Os esforços simples podem se distinguir quanto aos seus sentidos, em compressão ou tração, no eixo longitudinal; e também em esforços de cortes ou flexões, no eixo perpendicular. Há também a combinação dos esforços simples que conduzem o dimensionamento com maior rigor, por exemplo flexocompressão.

A anisotropia é mensurada pelo fator de anisotropia, que envolve os tipos de espécie, a espécie, o processo de secagem, a ocorrência de defeitos naturais da madeira e a umidade relativa do ar. Além disto, é um fator importante para a mensuração da estabilidade dimensional, resistência mecânica e de sua durabilidade natural.

3.1.2.2 Umidade e higroscopia

A umidade das madeiras, embora não seja uma propriedade do material, é de fundamental importância, pois está relacionada às propriedades físicas e também mecânicas. Tal como o fator água-cimento na dosagem do concreto a fim do alcance de uma resistência característica preestabelecida, é possível fazer também uma correlação do mesmo modo para a madeira, por exemplo.

As madeiras recém cortadas, ou verdes, como Pfeil (2003, p.5) nomeia, se apresentam a sua umidade natural subdividida em três tipos de acordo com a sua estrutura interna:

- Água livre;
- Água de impregnação; e
- Água de constituição.

Cada uma destas afetam preponderantemente uma direção da seção da estrutura em relação as outras. Isto se dá pela anisotropia do material.

Cruz e Nunes (2005), ao denominarem a água livre, complementam que é a parcela que, após o abate, será evaporada naturalmente. Pfeil (2003, p. 5) diz que esta umidade se dá à presença de água no interior das células ocas (fibras), e por isso rapidamente a madeira agora em estágio “meio seca” chega aos seus aproximados 30% de teor de umidade. Este teor é o que se chama Ponto de Saturação das Fibras (PSF), e não causa nenhuma alteração considerável de volume e de propriedades mecânica.

Continuando o processo de secagem, após a chegada aos 30% de umidade, a madeira mais lentamente continua o processo de perder sua umidade para o ambiente. Este processo se dá pela perda da água de impregnação nas paredes das fibras, e se iniciam as retrações dimensionais distintas nas três direções da peça, sendo as maiores a tangencial e radial.

Por fim, este processo continuará até alcançar o equilíbrio com o ambiente, que se considera no Brasil em torno de 12%, tal como a NBR 7190/1997 para projetos em estruturas de madeira, em seus ábacos e tabelas de consulta. Karlsen et al. (1967, apud Pfeil, 2003 p. 5) apontam que o equilíbrio se dá entre 10 e 20% para a umidade relativa do ar entre 60 e 90%, à temperatura de 20°C.

$$U(\%) = \frac{P_i - P_s}{P_s} \times 100 \quad (1)$$

Em Pfeil (2003, p. 5), a equação (1) indica o modelo matemático utilizado para expressar o Teor de umidade (U), em porcentagem, quando este alcança o equilíbrio e massa constante à $103 \pm 2^\circ\text{C}$. Onde P_i é o peso inicial da peça, e P_s o peso da peça seca até a sua estabilização final em estufa.

Como já apontado sobre a madeira, existe uma interação entre a umidade da madeira após o corte e o seu processo de secagem ao ceder umidade ao ar até o equilíbrio. Esta dependência do meio ambiente, da umidade relativa do ar, é o que se chama de higroscopia, podendo variar diariamente ou em cada estação (PFEIL, 2003 p. 5), mas que tende ao equilíbrio.

Além disso, deve-se perceber que o processo de secagem das peças cortadas em madeira deve ser feito controladamente e corretamente, uma vez que podem acarretar em retrações que produzam defeitos nas peças, que ocasionarão em sua inutilização. Ainda, há compostos químicos comerciais para manter a umidade constante, selando os poros externos das peças de madeira, além de que cada espécie possui facilidade ou dificuldade em seu processo de equilíbrio higroscópico com o ambiente.

A NBR 7190/1997 a fim de promover uma fácil compreensão da normal, categorizou as classes de umidade da madeira em quatro tipos, como mostrado na Tabela 1. As classes são admitidas conforme a umidade do ambiente, U_{amb} , devendo-se ser corrigidas aquelas propriedades que estiverem com umidade de equilíbrio diferente da umidade padrão no processo de ensaio para caracterização das espécies.

Tabela 1 – Classes de umidade

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

Fonte: NBR 7190/1997, p. 14.

3.1.2.3 Defeitos

A partir da anisotropia, da umidade das madeiras recém cortadas, de seu processo de secagem e do fenômeno de equilíbrio higroscópico das peças, tem-se os defeitos de empenamentos nas variadas direções (CRUZ e NUNES, 2005). Estes empenos, Figura 7, podem ser explicados pela rapidez com que ocorreu este processo ocorreu, ou o mau acondicionamento, contudo não compromete a resistência mecânica, mas diminui o potencial de trabalho e aplicação.

Figura 7 – Tipos de empenamentos



Fonte: Albino (1996) apud Cruz e Nunes (2005, p. 10.)

As madeiras, como Pfeil (2003, p. 6) apresenta, também podem apresentar fendas, que são aberturas nas extremidades de origem a partir das secagem rápida, e a ocorrência de fibras reversas. Este defeito se dá por origem a partir da serragem dos troncos, na formação das peças comerciais, ou de maneira natural ao longo do crescimento da árvore; este defeito é visualmente localizado e apresentam diminuição da resistência da madeira.

De modo natural, Pfeil (2003, p. 6) aponta os nós, que são as ocorrências de encontro entre os troncos das árvores e dos galhos, vivos ou já caídos naturalmente, anterior ao momento de corte, e que neste caso produz vazios na madeira, comprometendo a seção do tronco devido a desvios de fibras longitudinais entorno do nó e a resistência à tração. Quando os galhos ainda estão vivos no momento do corte, formam-se estruturas circulares de cor escura e distinta da cor predominante da espécie.

O crescimento das árvores, como citado anteriormente, faz parte do processo que envolve animais, nutrientes, água, luz, etc. O vento, por exemplo, é um dos agentes que

interagem com estas. Produzindo forças horizontais às fibras longitudinais, o vento ocasiona a tração de parte de suas fibras e compressão noutras, ou seja, a flexão do tronco. Por sua vez, na falta de uma seção mais robusta, estas fibras podem se afastar na formação dos anéis de crescimento, ocasionando os defeitos que Pfeil (2003, p. 6) chamou de gretas. Estas gretas são vistas a olho nu como engrossamento de parte dos anéis de crescimento ou todo o anel, e possuem cor escura.

O Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, como forma de facilitar o acesso às propriedades físicas, mecânicas, análises microscópicas, classificações visuais, etc., que serão trabalhadas ao longo destes tópicos, catalogou as espécies mais usuais na construção civil. Com isto, as propriedades de variadas espécies são apresentadas facilmente para cálculos por estas informações, quando não contempladas pela NBR 7190/1997.

3.1.2.4 Tipos de madeira da construção civil

A classificação das madeiras é variada devido a sua heterogeneidade e dependência de fatores biológicos e climáticos, podendo receber várias denominações dependendo do autor e de sua consideração de parâmetro. No campo da construção civil, distingue-se a partir dos tipos de espécie, dos tipos de corte, de como foi a secagem após o corte, das classes de resistência, etc.

Pfeil (2003) faz uma classificação inicial das madeiras utilizadas na construção civil em madeiras maciças e industrializadas. As industrializadas, são madeiras que sofreram processos de laminação e colagem para formação das peças, e não serão objetos de maior análise deste trabalho, porém se dividem em madeiras compensadas, laminadas ou microlaminadas e madeiras recompostas – são largamente utilizadas como placas, ou painéis, de vedação vertical das habitações sobre palafitas, por exemplo, e muito caracterizadas pela sua baixa massa específica.

Partindo para a classificação das madeiras maciças, Pfeil (2003) aponta que elas podem se dividir em:

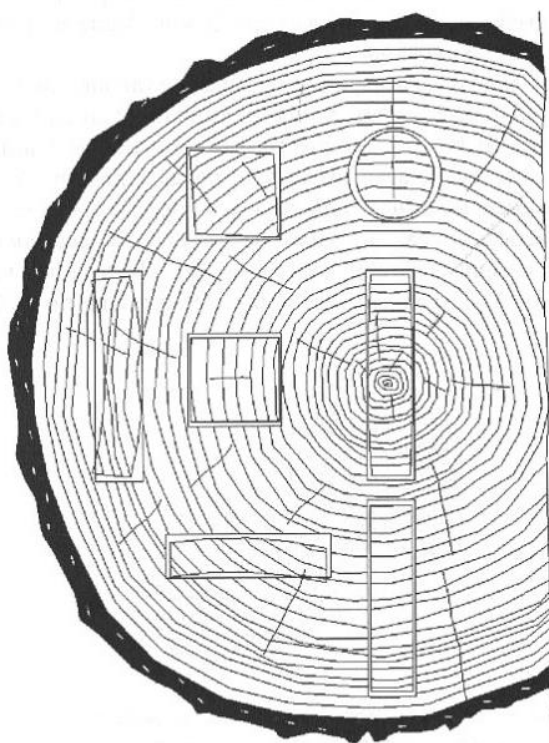
- Madeira bruta ou roliça;
- Madeira falquejada; e
- Madeira serrada.

Estas subdivisões são fundamentais para entendermos também a formação dos sistemas construtivos que derivam do uso da madeira como elemento básico da construção de uma habitação.

Torres (2010) aponta, por exemplo, as “casas de troncos”, ou *loghomes*, como um modelo de construção baseado em troncos (madeira bruta ou falquejada, que recebeu cortes) empilhados, um por um, equivalendo tanto a vedação externa da habitação quanto para sua estrutura, apresentando um caráter rústico. Além disso, as madeiras maciças também compõem o que Torres (2010) apresenta como estruturas porticadas (*post-beam*) e entramadas (*timber frame*); sendo ambas do sistema em estrutura pesada (*heavy timber*) que se utilizam também das madeiras maciças serradas, por exemplo.

Pfeil (2003) apresenta que as madeiras maciças serradas compõem as peças mais utilizadas na construção civil hoje. O processo de serragem é feito nas serrarias, após o corte do tronco (Figura 8), e suas seções e comprimentos são padronizadas pela norma NBR 7190/1997 para o comércio, a fim de se manter um padrão e visando a integridade da peça em relação aos defeitos de abaulamentos, arqueaduras e fendilhamentos até sua entrega e utilização.

Figura 8 – Tronco de madeira e seções de madeira serrada



Fonte: Pfeil (2003) p. 11.

Além das madeiras maciças possuírem as subdivisões supracitadas, é necessário apresentar que sobre estas distinções não levaram em consideração a sua espécie. As madeiras podem variar bastante em suas propriedades e suas utilidades, e para filtrar as características físicas que determinarão as propriedades mecânicas, é necessário subdividir as madeiras

maciças serradas em dicotiledôneas (madeiras duras) e coníferas (madeiras macias), e suas classes de resistência.

Além das classificações citadas a partir das propriedades físicas, para que as madeiras tenham suas propriedades mecânicas mensuradas para desenvolvimento de projetos, Pfeil (2003) pontua que há necessidade de se apontar também a umidade percentual que se está sendo analisada para um determinado tipo de madeira. A NBR 7190/1997 fixa a umidade ótima em 12% a fim de padronizar para todas as espécies.

3.1.2.5 Durabilidade da madeira

Segundo Silva (1997, apud CAMPOS e SALES, 2000), a durabilidade é a capacidade de um produto manter seu desempenho acima dos valores mínimos preestabelecidos em condições previstas de uso. Ou seja, pensar na durabilidade da madeira resulta em qualificar os riscos suscetíveis a madeira, e isto envolve desde o processo de acondicionamento da madeira após o corte até a sua utilização na construção civil, nas mais variadas seções utilizáveis nas obras.

Visando mensurar a deterioração das madeiras, é necessário analisar as variáveis que as causam a partir do conhecimento de que este material possui ocorrência da própria natureza, que por isso interage com animais, microorganismos, radiação ultravioleta, água, calor e o próprio solo. (IPT, 1986 apud CAMPOS et al. 2000). Além destes fatores, Jankowsky (1979) aponta variações físico-mecânicas de acordo com a idade da madeira a ser cortada (SÁ e VITO, 2014).

As espécies, nas suas diversas classificações normativas para construção civil (ex. folhosas, ou dicotiledôneas, e resinosas, ou coníferas), possuem diferenças microscópicas entre si que influem tanto na durabilidade natural à xilófagos quanto na umidade, que distinguir-se-ão também em classes de resistências. De acordo com Pashin e De Zeeuw (1980), as diferenças microscópicas influem na densidade, que se relaciona com o tamanho das células e sua parede (SÁ e VITO, 2014), bem como os vazios deixados pelos fluidos naturais da espécie ainda viva, e antes do corte e da secagem. Sendo assim, a durabilidade natural, densidade e os vazios possuem influência da umidade da peça e o meio ambiente.

Uma forma de melhorar a durabilidade, ainda sob a luz da definição de Silva (1997, apud CAMPUS e SALES, 2000), pode se dar através da inserção de fluidos para preenchimentos de vazios. Pashin e De Zeeuw (1980, apud SÁ e VITO, 2014) apontam ganhos

de resistência à compressão axial pela adição dos fluidos extrativos (compostos orgânicos) e ganhos na durabilidade natural da madeira.

Além dos extrativos, a NBR 7190/1997 prevê a utilização de substâncias compatíveis à classe de agressividade do ambiente na superfície das peças utilizadas, com objetivo apenas de proteção das seções da madeira – sem necessariamente ganhos mecânicos. Contudo, selar as peças pode ajudar a manter a umidade considerada ótima para cada localidade, de acordo com sua umidade relativa do ar, e que esta aponta um equilíbrio já previsto e citado noutros tópicos, a fim de se obter o melhor desempenho das peças em madeira.

Sá e Vito (2014) estudaram as espécies *cedro* e *pinus* em dois lotes: em umidade saturada e em equilíbrio higroscópico, fazendo testagens com corpos de prova até a ruptura, aferindo carga e deformação para plotagem do gráfico. Ambas as espécies obtiveram acréscimo na sua carga de ruptura, nos lotes em saturação, em relação ao lote em equilíbrio. Uma possível justificativa é o nível de porosidade resultante da secagem desta espécie ser maior em relação a outra, que se justifica pela massa específica menor.

O estudo de Sá e Vito (2014) apresenta uma discussão que diverge com a própria NBR 7190/1997 que considera a imersão das peças em madeira como um fator agressor e deteriorante das peças em madeira. Contudo, neste estudo com 95% de confiança estatística, as espécies se comportaram física e mecanicamente melhor quando utilizadas após a submersão de 48 horas em água.

3.1.3 Propriedades Mecânicas

As propriedades mecânicas são propriedades físicas determinadas por ensaios padronizados em amostras sem defeitos (PFEIL, 2003 p. 27), que independem das espécies, embora variem naturalmente seus valores encontrados para cada. Como dito anteriormente, a umidade considerada de equilíbrio padronizada é 12%, sendo necessário correções teóricas quando as amostras não forem ensaiadas – para ensaios de resistências - sob esta umidade.

A expressão (2) indica a correção para qualquer ensaio relativo às resistências em corpos de provas com umidades diferentes da umidade padrão. Ainda, pela mesma equação, deduz-se que, haja vista a necessidade de transformação de acordo com a umidade (NBR 7190/1997), as resistências são relacionadas as umidades.

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U_{\%} - 12)}{100} \right] \quad (2)$$

A expressão de correção de valores das resistências para umidades $U_{\%}$ entre 12% e 20% escrita em (2), aponta como valor buscado f_{12} da resistência em questão à umidade padrão, e $f_{U_{\%}}$ a resistência à umidade $U_{\%}$ trabalhada nos ensaios.

As propriedades existem de acordo com a sua direção de atuação em relação às fibras principais (longitudinais): normais às fibras e paralelas a estas. São as propriedades:

- Resistências à compressão f_c ;
- Resistências à tração f_t ;
- Resistências ao cisalhamento f_v ;
- Resistências ao embutimento f_e ;
- Módulos de elasticidade na compressão E_c ;
- Densidades básica e aparente.

Estas propriedades são de mais ou menos importância à medida que a estrutura a ser dimensionada possui suas combinações de esforços atuantes e sua duração, de acordo com a complexidade do projeto arquitetônico e o seu peso, além das cargas teóricas que são preestabelecidas na NBR 6120/2019.

Os tópicos vindouros apontarão as propriedades mais importantes para o estudo a que este trabalho se propõe.

3.1.3.1 Resistências à compressão

As resistências à compressão podem ser paralela ou normal às fibras. Estas são mensuradas em através de corpos de prova de 5 cm x 5 cm x 15 cm submetidos a um carregamento ascendente contínuo. A partir de transdutores é possível verificar deslocamento dos pontos dos corpos de prova a fim de se traçar o gráfico de tensão-deformação.

A resistência à compressão paralela às fibras ($f_{c,0}$) ocasiona em ruptura no estágio não-linear (ruptura dúctil), após a tensão limite de proporcionalidade no gráfico de tensão-deformação. Como dito por Wangaard (1979) apud Pfeil (2003, p. 28), “o colapso envolve a fratura do material ligante e flambagem das células”. Na equação (3), onde N_u indica a carga de ruptura e A a área da seção transversal do corpo de prova, temos o cálculo da resistência.

$$f_{c,0} = \frac{N_u}{A} \quad (3)$$

A resistência à compressão normal às fibras ($f_{c,90}$) é dado pelo achatamento transversal das fibras, ocasionando grandes deformações. Então, o valor da resistência se dá pela tensão equivalente a uma deformação residual de 2% do corpo de prova. Indica-se que esta resistência seja cerca de 1/4 da resistência à compressão paralela às fibras (Pfeil, 2003 p. 29).

De acordo com a incidência das peças que possam formar angulação inclinada, pode-se ainda correlacionar empiricamente, de acordo com uma angulação β entre 0° (paralela às fibras) ou 90° (normal às fibras), ambas as resistências através da expressão (4) de Hankinson abaixo, conforme Pfeil (2003, p. 24) indica. Esta fórmula se revela muito proveitosa em casos de compressão ou tração de banzos superiores sobre os inferiores nas treliças de cobertura.

$$f_{c,\beta} = \frac{f_{c,0} \times f_{c,90}}{f_{c,0} \sin^2 \beta + f_{c,90} \cos^2 \beta} \quad (4)$$

As verificações de segurança para dimensionamento das peças em madeira sujeitas à compressão das fibras são feitas a partir da consideração das resistências “efetivas”, que levam em consideração o coeficiente de modificação das espécies de madeira e das condições da peça (k_{mod}). Sendo assim, calcula-se através de (5), com o coeficiente de ponderação $\gamma_w = 1,4$ para estados limites últimos e $\gamma_w = 1,0$ para estados limites de utilização, pela NBR 7190/1997 (p. 18).

$$f_{c0,ef} = k_{mod} \times \frac{f_{c0,m}}{\gamma_w} \quad (5)$$

3.1.3.2 Resistência à tração

A resistência à tração se divide, semelhante a anterior, em paralela ou normal às fibras. Contudo, pouco se fala na tração normal às fibras. Sendo assim, a tração paralela ocasiona no encurtamento da seção transversal, podendo ser medido pela mesma instrumentação de deslocamento citado.

A madeira, quando submetida à tração paralela ($f_{t,0}$), tem sua ruptura tal como um material frágil, diferente da resistência à compressão caracterizada por grandes deslocamentos. Isto se caracteriza pelo regime linear do material, quando tracionado longitudinalmente, até próximo de sua ruptura. Ainda, a resistência à tração se caracteriza por ser maior do que a de compressão, sendo ambas paralelas às fibras.

3.1.3.3 Resistência ao cisalhamento

A resistência ao cisalhamento pode ser paralela ou normal às fibras. Embora exista em ambas as direções, é muito mais importante o estudo da solicitação paralela às fibras. Por natureza microscópica, produzir cisalhamento na direção paralela às fibras é naturalmente mais crítico, pois se dá pelo deslizamento entre fibras próximas à seção de corte atuando na mesma direção da solicitação.

A expressão (6) abaixo, com F_u sendo a carga de ruptura e A a área da seção transversal cisalhada, aponta o cálculo da resistência $f_{v,0}$. A carga de ruptura pelo rápido deslocamento registrado pelos instrumentos.

$$f_{v,0} = \frac{F_u}{A} \quad (6)$$

3.1.3.4 Resistência à flexão

A flexão, pela sua natureza de ocasionar simultaneamente solicitações de compressão ou tração e ainda cisalhamento, tem sua ruptura dada pela evolução do carregamento pontual no meio do vão de uma peça biapoiada. A sua ruptura se dá pelas solicitações na seção crítica, ocasionando em zonas com pontos da seção submetidos à compressão – acima da linha neutra; nos demais pontos – abaixo da linha neutra – estarão sujeitos à tração, sendo em ambos paralela às fibras.

Pfeil (2003, p. 32) aponta que a ruptura se inicia por flambagem local das fibras comprimidas, acarretando em diminuição da linha neutra da viga e aumentando as tensões de tração nas fibras abaixo da linha neutra; rompendo-se por fim através da tração nas fibras mais inferiores. A expressão (7) aponta o cálculo da resistência nominal à flexão (f_M), sendo M_u o momento de ruptura e b e h as dimensões da peça retangular.

$$f_M = \frac{6M_u}{bh^2} \quad (7)$$

3.1.3.5 Módulos de elasticidade

Os módulos de elasticidade, também chamados de módulos de rigidez, são encontrados através da razão entre tensão e deformação, ainda no regime elástico linear, em ensaios de rupturas de corpos de prova. Sendo o módulo de elasticidade de compressão paralela às fibras, medido no ensaio de compressão, e representado por $E_{c,0}$ ou simplesmente E_c , é dado pelo coeficiente angular da reta que une os pontos de 10% e 50% da tensão de ruptura à compressão paralela e suas respectivas deformações, vide equação (8).

$$E_c = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\varepsilon_{50\%} - \varepsilon_{10\%}} \quad (8)$$

Assim como nas resistências, as rigidezes também carecem de correção quando os corpos de prova são rompidos em percentuais de umidades diferentes da umidade padrão de 12%. Sendo assim, a equação (9) representa a fórmula matemática para a correção.

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \quad (9)$$

Os módulos de elasticidade de compressão normal e paralelo às fibras são tomados valores médios, sendo no mínimo 2 ensaios de compressão até a ruptura, a fim de caracterizar minimamente. Contudo, a NBR 7190/1997 exige, para verificação de segurança e dimensionamento, apenas o valor efetivo, $E_{c0,f}$, incidindo sobre este um coeficiente minorador, k_{mod} , como mostra a equação (10).

$$E_{c0,ef} = k_{mod} \times E_{c0,m} \quad (10)$$

O coeficiente minorador k_{mod} , equação (11), tem como função diminuir os valores de módulo de elasticidade e também das resistências, agindo sobre os valores médios obtidos por ensaios. Este coeficiente é dado pelo produto de outros três coeficientes, que levam em consideração as classes de carregamento de acordo com sua duração, classes de umidades e a distinção entre madeiras serradas e recompostas, sendo tabelados pela NBR 7190/1997, vide Tabela 2, Tabela 3, Tabela 4. Todos estes coeficientes são chamados de coeficientes de modificação.

$$k_{mod} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mod,3} \quad (11)$$

Tabela 2 – Valores de $k_{mod,1}$

Classes de carregamento	Tipos de madeiras	
	Madeiras serradas, laminadas coladas e compensadas	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: NBR7190/97, p. 18.

Tabela 3 – Valores de $k_{mod,2}$

Classes de umidade	Madeiras serradas, laminadas coladas e compensadas	
	Madeiras serradas, laminadas coladas e compensadas	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,00	1,00
(3) e (4)	0,80	0,90
submersa	0,65*	-

*válido apenas para as madeiras serradas.

Fonte: autor (2021), adaptado da NBR7190/97, p. 17.

Tabela 4 – Valores de $k_{mod,3}$

Condição da madeira	Valor do $k_{mod,3}$
1ª categoria	1,0
2ª categoria	0,8

Fonte: autor (2021), adaptado da NBR 7190/1997, p. 17.

Considerando a situação dos pilares da palafita sendo submersos nas áreas ribeirinhas, a utilização de madeiras serradas comerciais e madeiras de 2ª categoria, temos o resultado na equação (12):

$$k_{mod} = 0,7 \times 0,65 \times 0,8 = 0,364 \quad (12)$$

3.2 Áreas de risco e habitações sociais

Em 2019, a Fundação João Pinheiro (FJP), de Minas Gerais, apresentou que o Brasil possui déficit habitacional médio estimado em 5,876 milhões de domicílios, ou seja 8% em relação ao estoque existente de moradias particulares permanentes e improvisadas em áreas urbanas e rurais. O Nordeste é responsável por 30,27% deste déficit nacional das habitações rurais e urbanas, ficando atrás somente do Sudeste com 38,91%. Estas mesmas regiões, em relação ao percentual relativo ao seu próprio estoque regional de moradias nas condições citadas acima, possuem respectivamente 9,2% e 7,2%.

A região metropolitana de João Pessoa, ainda relacionando ao estoque da própria região considerada de domicílios particulares permanentes e improvisados, teve o déficit estimado na quantidade de 10,5%, resultando em 46.937 habitações da capital – sendo zonas rurais e urbanas, portanto acima da média percentual relativa nacional.

A capital paraibana pode ser estatisticamente subdividida, esta quantidade de déficit habitacional, em: habitações precárias, coabitações e habitações com ônus excessivo com aluguel. Para João Pessoa, os valores estimados pela Fundação João Pinheiro – FJP para o ano de 2019 foi de 20,99%, 28,09% e 50,91%, ou ainda: 9.851, 13.186 e 23.897 habitações.

3.2.1 Riscos em áreas ribeirinhas

As áreas ribeirinhas podem sofrer dois tipos de riscos: inundações ou enchentes. De acordo com Tominaga et. al. (2009, p. 39), “inundações e enchentes são eventos naturais que ocorrem com periodicidade nos cursos d’água, frequentemente deflagrados por chuvas fortes e rápidas ou chuvas de longa duração”. Em áreas urbanas, esta ação se agrava por fatores associados as ações humanas, tais como: impermeabilização do solo, assoreamento dos rios e retificação dos cursos d’água (TOMINAGA et. al. 2009, p. 39).

A Figura 9 traz um apontamento do processo que distingue as fases de enchente e inundação de zonas ribeirinhas em centros urbanos. A partir da figura, pode-se observar a inundação enquanto a etapa final, mais perigosa e que compromete as habitações, em relação apenas à enchente.

Figura 9 – Perfil esquemático do processo de enchente e inundação.



Fonte: Min. das Cidades/IPT, 2007.

A definição de risco como sendo:

“a relação entre a possibilidade de um processo ou fenômeno e a magnitude de danos ou consequências sociais e/ou econômicas sobre um determinado elemento, sendo, portanto, a área de risco aquela passível de ser atingida por fenômenos ou processos naturais e/ou induzidos que causem efeitos adversos (MINISTÉRIO DAS CIDADES E INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS, 2007, p. 26)”.

Aponta-se, então, a necessidade em se falar de áreas de risco, que são aquelas áreas passíveis de serem atingidas por fenômenos naturais, ou induzidos, capazes de causarem efeitos adversos, sendo frequentemente associados no contexto brasileiro a áreas de moradias precárias (Min. Das Cidades/IPT, 2007 p.26) – quase sempre autoconstruídas.

3.2.2 Assentamentos precários e informais

As habitações informais e precárias, na urbanização das cidades brasileiras, surgiram a partir de autoconstruções ocasionadas pela necessidade da população por moradia, chegando ao nível de loteamentos clandestinos e favelas (MARICATO, 2003). Nas grandes cidades, as formações e os conglomerados de favelas ganharam notoriedade, possuindo mais de uma centena de milhar de habitantes, no caso da cidade-metrópole Rio de Janeiro – embora as previsões oficiais do IBGE apontem 70 mil habitantes no ano de 2020.

A fim de entender a origem dos assentamentos e como a sociedade desfavorecida é afetada, é necessário a compreensão de que as segregações espaciais foram ferramentas de manutenção dos padrões sociais e distanciamento das classes geradas pelo descaso na urbanização pela falta de políticas que abarcassem a população oriunda do campo. Conforme Maricato:

“no meio urbano, o investimento público orientado pelos lobbies bem organizados alimenta a relação legislação / mercado imobiliário restrito / exclusão social. E nas

áreas desprezadas pelo mercado imobiliário, nas áreas ambientalmente frágeis, cuja ocupação é vetada pela legislação e nas áreas públicas, que a população pobre vai se instalar: encostas dos morros, beira dos córregos, áreas de mangue, áreas de proteção aos mananciais... Na cidade, a invasão de terras é uma regra, e não uma exceção. Mas ela não é ditada pelo desapego à lei ou por lideranças que querem afrontá-la. Ela é ditada pela falta de alternativas. E o que vamos ver por meio de dados empíricos. (MARICATO, 2003 p. 79)".

Embora a urbanização tenha diminuído com o passar dos anos, especialmente a partir dos anos 2000, este é um processo recorrente nas cidades. Com isto, o Poder Público deve continuamente atuar para mitigar estas problemáticas tão críticas às cidades, que podem ser associadas a índices de violência, índices econômicos, riscos de vida nas moradas irregulares, etc. Maricato (2000, apud Maricato 2003, p. 81) afirma que “as favelas e os loteamentos ilegais continuarão a se reproduzir enquanto o mercado privado e os governos não apresentarem alternativas habitacionais”.

3.3 Dimensionamento de estruturas em madeira

O dimensionamento das estruturas em madeira consiste em elencar as cargas atuantes, sobrecargas de projeto e demais considerações adicionais, chamadas de cargas variáveis, a fim de garantir segurança a segurança a partir da diminuição da resistência de projeto e do aumento do valor das cargas atuantes de projeto.

Este método de dimensionamento garante a segurança do projeto ao longo da vida útil a que foi projetada através de previsões e combinações das cargas, a fim de garantir os limites de deformações e limites de cargas de ruptura. Os tópicos vindouros somarão à discussão a respeito.

3.3.1 Previsão de cargas

A NBR 7190/1997 define as cargas como “as ações que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas”, sendo aquelas chamadas de ações diretas e estas de ações indiretas. Esta norma, ainda, faz distinção entre os tipos de cargas da estrutura:

- Permanentes;
- Variáveis; e
- Excepcionais (duração instantânea).

Esta distinção é feita para diferenciar, entre as ações, a duração e a natureza destas. A NBR 6120/19 aponta valores que ajudam a determinar valores destas cargas.

3.3.1.1 Cargas permanentes (F_g)

Estas cargas são as que ocorrem com valores fixos, ou com poucas variações durante toda a vida da estrutura: o seu peso próprio e as partes fixas não estruturais (NBR 7190/1997, p. 9).

A NBR 6120/19 aponta o peso específico aparente das madeiras mais utilizadas na construção civil, sendo a Maçaranduba uma delas com carga equivalente a 12 kN/m³.

3.3.1.2 Cargas variáveis (F_q)

Estas cargas são produzidas por aquelas ações que atuam nas construções em função do seu uso apresentando alguma variação considerável ao longo da vida da estrutura, por exemplo: pessoas, móveis, veículos, ventos, equipamentos, máquinas, etc. (NBR 7190/1997, p. 7).

Em projetos residenciais, são considerados os valores de cargas acidentais distribuídos espacialmente:

- 1,5 kN/m²: dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiros;
- 2 kN/m²: despensa, área de serviço e lavanderia.

As cargas variáveis acidentais, em conjunto com as ações permanentes, para dimensionamentos com carregamento normal, em que as ações são previstas para a vida da estrutura, formam as ações de longa duração. Estas cargas podem ser combinadas ainda a outras ações variáveis previstas dependendo da natureza do projeto.

3.3.2 Combinações de ações

As combinações das ações características compõem os carregamentos (conjuntos de ações) atuantes na estrutura, e possibilitam análises distintas sob o efeito de coeficientes de ponderações para cada análise.

Projetos residenciais de longa duração admitem obrigatoriamente duas análises sobre regimes de combinações distintas: estado limite de utilização para longa duração e estado limite último normal.

3.3.2.1 Estado limite de utilização: longa duração

Esta combinação, equação (13), expressa o valor dos carregamentos permanentes (índice G) e carregamentos variáveis (índice Q) de longa duração ($\Psi_2 = 0,2$), a fim de controlar deformações excessivas.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \times F_{Qj,k} \quad (13)$$

O valores dos coeficientes de ponderação foram retirados da NBR 7190/1997.

3.3.2.2 Estado limite último: últimas normais

A combinação de estado limite último normal, como dito anteriormente, opera sobre carregamentos ditos “normais”, em que são previstas cargas permanentes e variáveis de acordo com o seu uso, a fim de evitar o colapso da estrutura.

Esta combinação, equação (14), visa majorar através dos coeficientes de ponderação ($\gamma_G, \gamma_Q = 1,4$), retirado da NBR 7190/1997 (p. 21), os carregamentos característicos permanentes (índice G) e variável principal (índice Q1), além de minorar em caso de edifícios - sem predominância de concentrações de pessoas, através do coeficiente ($\Psi_0 = 0,4$), outras ações variáveis quando existirem, mostrados pela tabela abaixo.

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right] \quad (14)$$

Tabela 5 – Fatores de combinação e utilização

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos sísmicos	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, p. 9.

3.3.3 Verificações de segurança

A conferência da segurança das peças da estrutura são exigências normativas padronizadas a fim de garantir a utilização da estrutura em sua vida útil preestabelecida pelo projeto sem ocasionar desconforto aos usuários e ruptura. Sendo assim, a segurança da estrutura é mensurada a partir da comparação de valores das solicitações dimensionadas (S_d), geradas pelos carregamentos combinados nos estados limites de dimensionamento e aplicáveis às condições da estrutura projetada, e das resistências para dimensionamento (f_d) minoradas pelos coeficientes de modificação (k_{mod}) e ponderação (γ_e ou γ_w) da espécie de madeira selecionada.

$$S_d \leq f_d = k_{mod} \times \frac{f_k}{\gamma_e} \quad (15)$$

Os coeficientes de modificação e de ponderação, na equação (15), são selecionados levando em consideração: as combinações de carregamentos, classes de umidade, seleção visual das peças em madeira e a duração dos carregamentos a partir da NBR 7190/1997.

Para o estudo das palafitas deste tralho, serão verificadas os pilares que suportarão a estrutura.

3.3.3.1 Flexocompressão

A flexocompressão é uma condição de segurança necessária para barras que não são curtas e estão submetidas à compressão das fibras, ou seja: mediana esbeltas e esbeltas. Esta condição diz respeito à conferência da resistência da seção da peça analisada, sendo aplicada ao ponto de maior solicitação à compressão uma excentricidade que gera a flexão da seção, sendo dada pela equação mais rigorosa entre as equações (16) e (17) abaixo.

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \times \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \times \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (17)$$

Sendo:

- $\sigma_{Nc,d}$: parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal (N) de compressão atuante na seção;
- $f_{c0,d}$: resistência de cálculo à compressão paralela às fibras;
- $\sigma_{Mx,d}$: tensão máxima (na borda mais comprimida) devida a componente x do momento fletor atuante ocasionado pela força de compressão na borda da seção mais solicitada, calculada pela expressão (18) sendo y o braço de alavanca;
- $\sigma_{My,d}$: tensão máxima (na borda mais comprimida) devida a componente y do momento fletor atuante ocasionado pela força de compressão na borda da seção mais solicitada, como mostra em (18) sendo y o braço de alavanca; e
- k_M : coeficiente determinado pelo formato da seção, sendo 0,5 para seções retangulares e 1,0 para demais formatos.

$$\sigma_{M,d} = \frac{M_d \times y}{I} \quad (18)$$

Analisando uma situação de seção quadrada, onde as solicitações atuam sobre eixo de iguais de inércia, e todas as bordas são comprimidas da mesma forma, percebe-se que, independente da orientação considerada para os eixos, um dos momentos será nulo (pela ausência de distância de seu eixo, não gerando momento). Uma vez que se fixam os eixos, temos que a equação mais

rigorosa será aquela em que o k_M não incide sobre a parcela não nula, uma vez que $0 < k_M < 1$. Neste estudo será considerada a expressão (16), podendo ser reduzida à equação (19).

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (19)$$

3.3.3.2 Compressão de peças esbeltas

A verificação de compressão em peças esbeltas são ocasionadas admitindo-se excentricidades acidentais originárias por imperfeições, erros de execução, entre outros, e acarretando em surgimento de efeitos de segunda ordem (momentos fletores devido a excentricidades) sobre a seção e a fluência da madeira.

Esta verificação de estabilidade é exigida especialmente para peças esbeltas sujeitas a flexocompressão pela NBR 7190/1997. Ambas as situações são associadas, devendo ambas cumprirem as comparações normativas a fim de garantir a estabilidade da peça solicitada.

Inicialmente, a peça necessita apresentar esbeltez superior a 80, e não superior a 140, condições estas que apontam que a peça se categorize como esbelta. As expressões (20) e (21) abaixo apontam como realizar a conferência.

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{min}} \quad (20)$$

$$r_{min} = \frac{I_{min}}{A} \quad (21)$$

Uma vez confirmada, a condição para garantir a estabilidade é expressa em (22).

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (22)$$

Onde:

- σ_{Nd} : tensão de compressão devido à força normal de compressão N_d de projeto, expressão (23); e
- σ_{Md} : tensão de compressão devida ao momento fletor M_d calculável pela expressão (24) compilada.

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} \quad (23)$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d y}{I} = \left[N_d \times (e_i + e_a + e_c) \left(\frac{N_E}{N_E - N_d} \right) \right] \times \left(\frac{y}{I} \right) \quad (24)$$

Sendo:

- I : o momento de inércia perpendicular ao plano de ação do momento M_d ;
- y : distância da linha neutra até a borda mais solicitada à compressão por M_d ;
- N_E : carga crítica de Euler calculada pela expressão (25);
- e_i : excentricidade de primeira ordem devido às situações originais do projeto;
- e_a : excentricidade acidental mínima definida pelo maior dos dois intervalos expressos em (27);
- e_c : excentricidade suplementar de primeira ordem relacionado à fluência da madeira, calculado por (28); e
- e_{ig} : excentricidade mínima relacionada à parcela de cargas permanentes de compressão de cálculo atuante ocasionando um momento correspondente, vide expressão (29).

$$N_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L^2_{fl}} \quad (25)$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d} \quad (26)$$

$$e_a \geq \frac{h}{30} \text{ ou } L_0/300 \quad (27)$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ e^{\left(\frac{\Phi(N_{gk} + N_{qk}(\Psi_1 + \Psi_2))}{N_E - (N_{gk} + N_{qk}(\Psi_1 + \Psi_2))} \right)} - 1 \right\} \quad (28)$$

$$e_{ig} \leq \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}} \quad (29)$$

E ainda:

- L_{fl} ou L_0 : comprimento de flambagem;
- $E_{c0,ef}$: módulo de elasticidade efetivo à compressão paralela, dado pela equação (10);
- $M_{1g,d}$: momento atuante de cálculo devido às cargas permanentes;
- $M_{1q,d}$: momento atuante de cálculo devido às cargas variáveis;
- N_{gd} : valor de cálculo da carga de compressão devido às cargas permanentes;
- N_{gk} : valor característico da carga de compressão devido às cargas permanentes;
- N_{qk} : valor característico da carga de compressão devido às cargas variáveis;
- Ψ_1 : fator de combinação de cargas;
- Ψ_2 : fator de combinação de cargas; e
- Φ : coeficiente de fluência, dado pela Tabela 6 abaixo.

Tabela 6 – Valores do coeficiente de fluência Φ

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

Fonte: autor (2021), adaptado da NBR 7190/1997, p. 26.

4 METODOLOGIA

A metodologia deste trabalho consistiu em efetuar os cálculos da verificação de estabilidade das estacas da palafita da parte estrutural que apresentou mais esforços e garantir o dimensionamento supondo uma habitação no Bairro São José de João Pessoa sujeita a inundação parcial ou completa das estacas.

Por isto, a estrutura da palafita foi verificada a partir do pré-dimensionamento das peças apresentadas na tabela (6). A partir de considerações já feitas em tópicos anteriores, foram ainda consideradas as afirmações abaixo para fins de adoção de coeficientes:

- Todas as peças em madeiras foram admitidas em Maçaranduba serrada industrialmente em seções comerciais;
- As cargas atuantes na estrutura foram classificadas em “permanentes”;

- As cargas possuíram “grande variabilidade”, verificadas pela razão percentual entre as cargas permanentes (peso próprio total da estrutura) e as cargas totais (permanentes e acidentais) que não superaram 75%;
- As cargas (permanentes e variáveis) foram admitidas “normais”, pois foram aplicadas cargas segundo a utilização da estrutura;
- As cargas devido ao vento não foram consideradas atuando sobre as peças que compuseram as treliças da cobertura, e portanto não foram combinadas nos Estados Limites;
- As cargas devido ao peso distribuído das telhas não foram consideradas para fins de cálculo;
- Foi adotado $U_{amb} \approx 70\%$, classe 2 de umidade, para a cidade de João Pessoa;
- As estacas (também chamados de pilares) foram admitidas “submersas” e de “2ª categoria”; e
- O módulo de elasticidade à compressão paralela das fibras foi considerado a partir de valor de ensaios em madeira verde da Maçaranduba ($E_{c0} = 16583 \text{ MPa}$) a partir de dados do Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT.

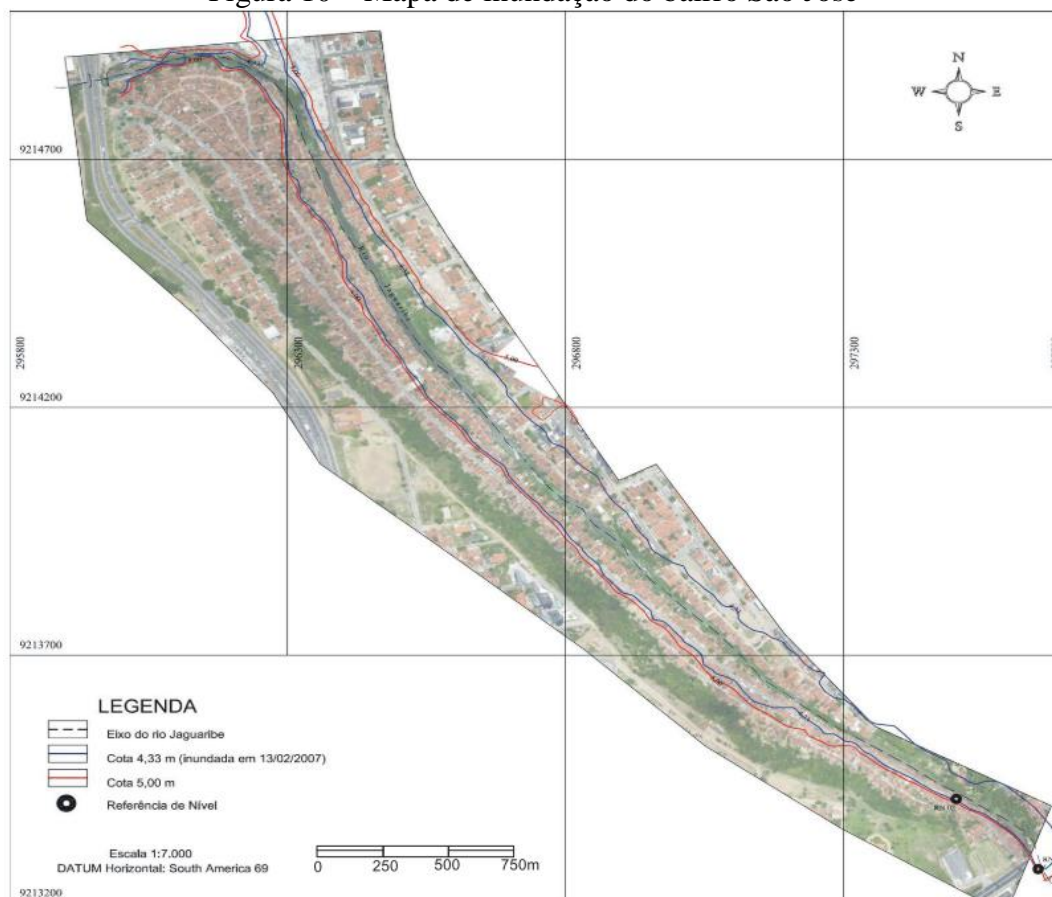
A escolha da espécie de maçaranduba foi dada a partir da disponibilidade de variadas seções comerciais para as estacas de madeira na cidade de João Pessoa, local onde foi consultada o comércio local. Justifica-se, ainda, pois esta espécie possui larga utilização estrutural na construção civil pesada, onde as peças em madeira estão sujeitas a utilização em longas durações (até a vida útil da peça) ou sujeitas a grandes cargas.

4.1 Áreas de risco de enchente em João Pessoa: Bairro São José.

Santos (2007), realizou um estudo *in loco* no bairro São José, na capital paraibana, em que foi registrado neste mesmo ano a cota de 4,33m de altura de inundação, e considerou a cota cheia de 5 metros em relação à lâmina d’água dos períodos de estiagem, acarretando no zoneamento de área sujeita à risco de inundação da imagem acima.

A Figura 10 aponta a área do Bairro São José em João Pessoa, capital Paraibana, e foi delimitado simplifcadamente a área de inundação provável do rio Jaguaribe no trecho em que atravessa o bairro.

Figura 10 – Mapa de inundação do bairro São José



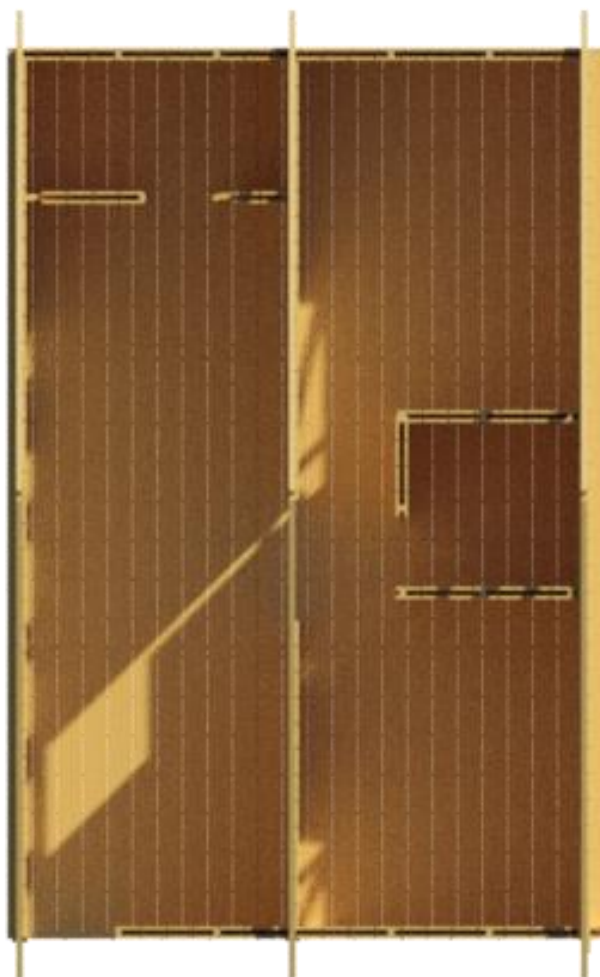
Fonte: SANTOS (2007).

A análise de Santos (2007) consistiu na observação local de marcas d'água nas moradias afetadas por uma chuva intensa em 23 de fevereiro do mesmo ano, e pôde concluir que o rio Jaguaribe apresenta baixa energia cinética, ou seja com baixa força de arrasto e assim baixo potencial destrutivo. Neste mesmo ano, foram afetadas 1300 moradores por fortes chuvas em 260 moradias precárias que margeiam o rio na região inundável delimitada pelo autor.

4.2 Caracterização da estrutura e simplificações

A estrutura da palafita foi pensada a partir de um projeto arquitetônico com dimensões de ambientes que seguem o padrão habitacional para habitações populares comerciáveis a partir de subsídios governamentais, visando simular um modelo real. Esta residência possui: 2 quartos, banheiro social, sala e cozinha conjugadas e uma área de serviço (Figura 11).

Figura 11 – Planta baixa da habitação



Fonte: autor (2021).

As paredes desta habitação possuem altura de 2,60 metros e foram adotadas em padrão semelhante a *wood frame*, ou seja, em madeira, com montantes verticais e horizontais (caibros) embutidos nas vedações internas e externas em tábuas.

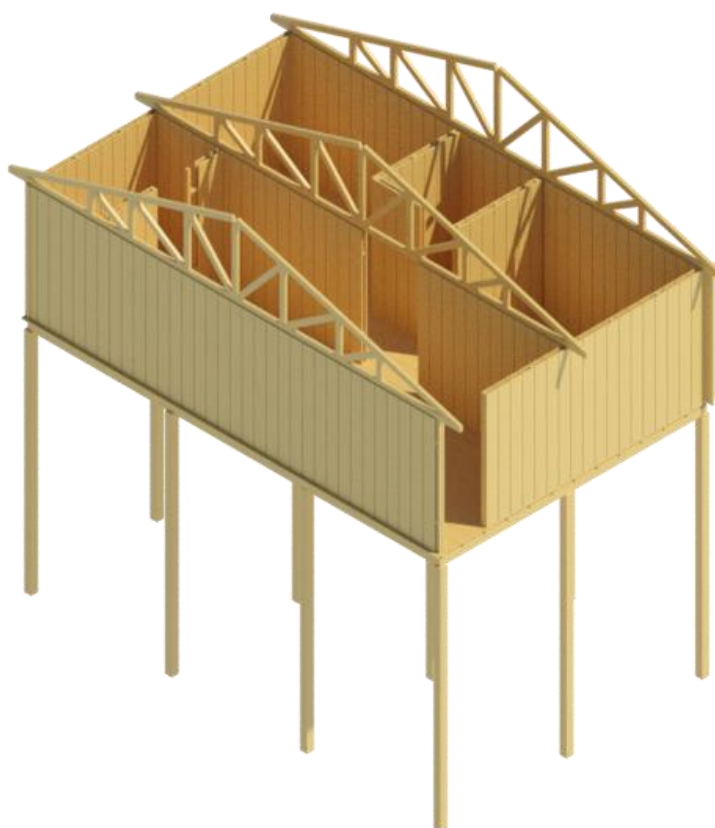
Figura 12 – Tablado da habitação



Fonte: autor (2021).

O piso da habitação, ou tablado de madeira, é composto por tábuas, em uma única direção, e caibros (verticais e horizontais) como mostra a Figura 12. Embora seja difícil a realização deste dimensionamento de pisos em madeira, esta distribuição de caibros foi pensada visando a redução de vibrações originados pelos deslocamentos internos dos usuários ao longo da habitação, como alerta Pfeil (2002, p. 16), a partir de uma distribuição em grelhas, igualmente espaçadas de 0,40 metros em ambas as direções.

Figura 13 – Modelo tridimensional da habitação descoberta



Fonte: autor (2021).

A cobertura foi pensada com telhas de fibrocimento, necessitando de uma distribuição de ripas para suportá-las, e com beiral de 0,40 metros. Estas ripas são apoiadas sobre os banzos superiores de 3 treliças pré-dimensionadas que se apoiam sobre 3 eixos verticais que fazem parte dos planos verticiais de referência que compõem os pórticos planos da estrutura da palafita (Figura 13).

Todos os elementos acima citados repousarão sobre quadros planos, contraventados com vigas entre si. Estes pórticos são compostos por 4 pilares unidos por 3 vigas no topo.

4.2.1 Arranjo global da estrutura

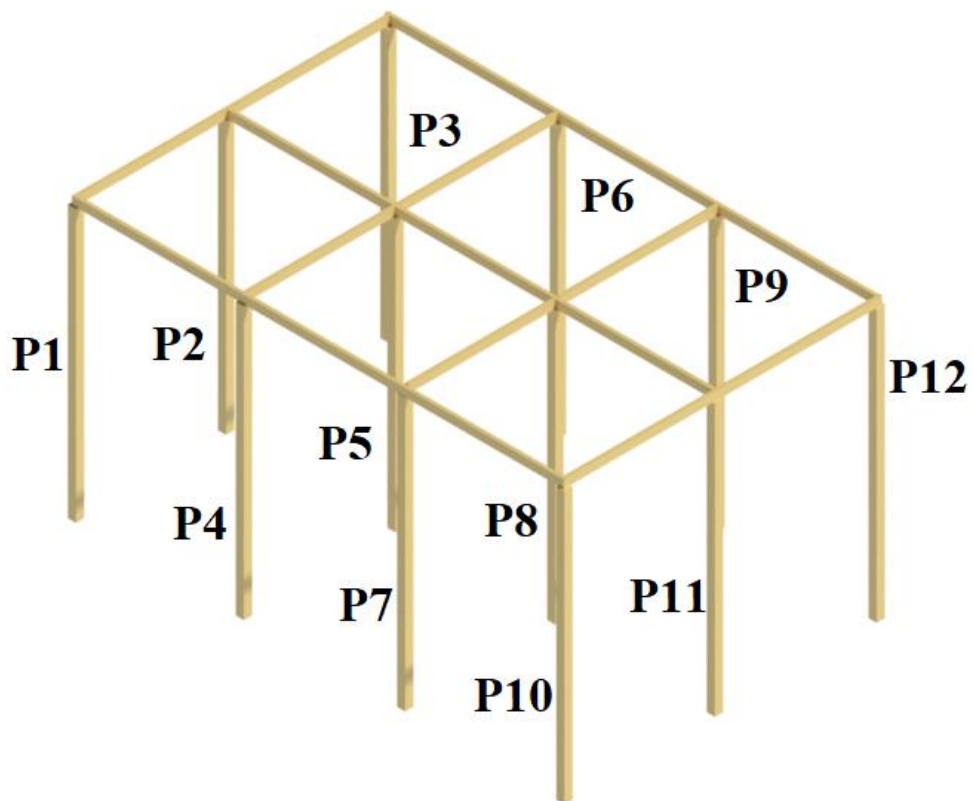
A estrutura da palafita é dividida em 3 quadros planos, compostos por vigas e pilares (estacas), unidos entre si. Estes quadros foram admitidos para uma concordância entre as paredes que separam os ambientes e as treliças da cobertura, facilitando o caminho das cargas de peso próprio da estrutura.

A Figura 14 possui os pilares enumerados. A partir da enumeração, pode-se apontar os 3 quadros, sendo:

- Quadro 1: P1, P4, P7 e P10;
- Quadro 2: P2, P5, P8 e P11; e
- Quadro 3: P3, P6, P9 e P12.

As vigas que estão no mesmo planos destes quadros, apoiadas em seus pilares, são elementos que também participam da formação dos quadro. As demais vigas, aqui elencadas como vigas ortogonais aos quadros, serão apenas consideradas suas reações sobre os pilares que as apoiam.

Figura 14 – Modelo estrutural da palafita



Fonte: autor (2021).

4.2.2 Pré-dimensionamento das peças

Os elementos estruturais são dimensionados a partir de iterações até alcançar os valores ideais e executáveis, verificados quanto às seguranças previstas nas normas. Inicialmente, as

peças estruturais necessitam de um pré-dimensionamento para verificações iniciais, posteriormente podendo ser ajustados para novos valores quando necessário.

As estruturas de madeira são pré-moldadas, ou seja, possuem comprimentos e dimensões de seções preestabelecidos comercialmente por empresas madeireiras e serrarias. Desta forma, o pré-dimensionamento e a definição da espécie devem ser feitos a partir de valores comerciais no local em que a obra será realizada, respeitando valores mínimos normativos.

A Tabela 7 apresenta os tipos de peças e seções de Maçaranduba adotadas para a estrutura deste projeto a partir de consulta a comércio local.

Tabela 7 – Peças e seções pré-dimensionadas da palafita

Peça	Seção (cm ²)	Comprimento total (m)
Ripas	1,5x5	68,00
Caibros	2,5x5	451,40
Terças 1	6x11	34,80
Terças 2	6x15	43,95
Tábuas	3x25	1125,80
Estacas	15x15	60
Total	-	1783,95

Fonte: autor (2021).

Além da seção das estacas (pilares) admitidas, foram pré-dimensionados os comprimentos livres dos pilares equivalentes a 5 metros.

4.3 Previsão de cargas permanentes

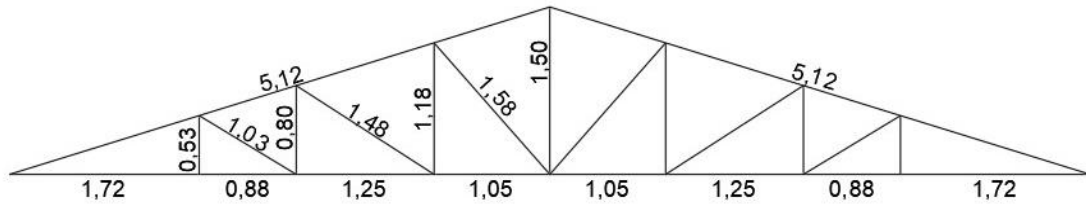
As cargas permanentes, oriundas do peso próprio, são calculadas a partir do peso específico aparente da Maçaranduba, $\gamma_{apa} = 12 \text{ kN/m}^3$, apresentado na NBR 6120/19 (p. 9), dividindo-se pelo comprimento, ou área, que esta carga atuará: os vão das vigas que compõem os quadros planos ou a área de piso.

4.3.1 Carga da treliça

A estrutura global é composta por três treliças simétricas verticalmente e iguais à Figura 15. A carga permanente de peso próprio da treliça padrão está calculada na Tabela 8, e foi

calculada pelo produto do volume das peças que compõem as treliças e o peso específico aparente da Maçaranduba.

Figura 15 – Treliça de cobertura com dimensões em metro



Fonte: autor (2021).

Tabela 8 – Peso próprio das treliças de cobertura

Quantidades	Tipo	Seção (cm ²)	Comprimento (m)	Total (m)	Volume (m ³)	γ_{apa} (kN)
2	Banzo superior	6,0	11,0	5,2	10,30	0,07
2	Banzo inferior	6,0	11,0	4,9	9,80	0,06
7	Montante	6,0	11,0	0,9	6,52	0,04
6	Diagonal	6,0	11,0	1,4	8,18	0,05
10	Ripa	1,5	5,0	6,8	68,00	0,05
Total	-	-	-	-	102,80	0,28

Fonte: autor (2021).

A carga de peso próprio médio de cada uma das treliças, que será utilizada no dimensionamento, irá atuar sobre as vigas dos quadros planos, como mencionado anteriormente. Para isto, foi adotado o cálculo representado na equação (30) a fim de distribuí-la ao longo do vão das vigas.

$$F_{g2,k} = \frac{\gamma_{\text{apa},\text{total}}}{\text{vão}_{\text{viga}}} = \frac{3,37}{\text{vão}_{\text{viga}}} \quad (30)$$

Esta aproximação tem como intuito facilitar o roteiro de cálculo, uma vez que a distribuição de peso próprio da treliça seria, em verdade, variável ao longo da posição ao longo da treliça, devido à forma triangular e em barras desta estrutura.

4.3.2 Carga de parede

As paredes da estrutura foram admitidas em madeira de Maçaranduba. Assim como para as treliças, o método de cálculo das cargas permanentes relacionadas as paredes também será

calculado pelo peso específico aparente multiplicado pelo volume das peças utilizadas nas paredes, com valores apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Peso próprio de parede

Quantidades	Tipo	Seção (cm ²)		Comprimento (m)	Total (m)	Volume (m ³)	γ_{apa} (kN)
349	Tábuas	25,0	3,0	2,6	907,40	6,81	81,67
44	Caibro	2,5	5,0	2,6	114,40	0,14	1,72
72	Montantes	2,5	5,0	0,9	64,80	0,08	0,97
Total	-	-	-	-	1086,60	7,03	84,35

Fonte: autor (2021).

Contudo, a carga média permanente característica que atuará sobre as vigas, onde se apoiam as paredes, é calculada pela razão entre todo o peso específico e o perímetro total das paredes distribuídas pela unidade habitacional ($5,9 \times 9,1 \text{ m}^2$) ao longo destas mesmas vigas.

$$F_{g3,k} = \frac{\gamma_{\text{apa,total}}}{\text{perímetro}_{\text{parede}}} = \frac{84,35}{3 \times 9,1 + 2 \times 5,9} = 2,16 \text{ kN/m} \quad (31)$$

Observa-se que, para efeitos de cálculo, foram admitidas também as paredes ortogonais aos planos dos quadros estruturais (embutidas no peso total das paredes) e desprezado qualquer vazio ao longo destas paredes, originados por portas e janelas.

4.3.3 Carga de piso

As cargas de piso foram admitidas a partir da multiplicação do volume total das peças utilizadas para compor o tablado do piso e o peso específico aparente da Maçaranduba. A Tabela 10 aponta os resultados.

Tabela 10 – Peso próprio de piso

Quantidades	Tipo	Seção (cm ²)		Comprimento (m)	Total (m)	Volume (m ³)	γ_{apa} (kN)
23	Caibro H	5,0	2,5	5,9	135,70	0,17	2,04
15	Caibro V	5,0	2,5	9,1	136,50	0,17	2,05
24	Tábuas	25,0	3,0	9,1	218,40	1,64	19,66
Total	-	-	-	-	490,60	1,98	23,74

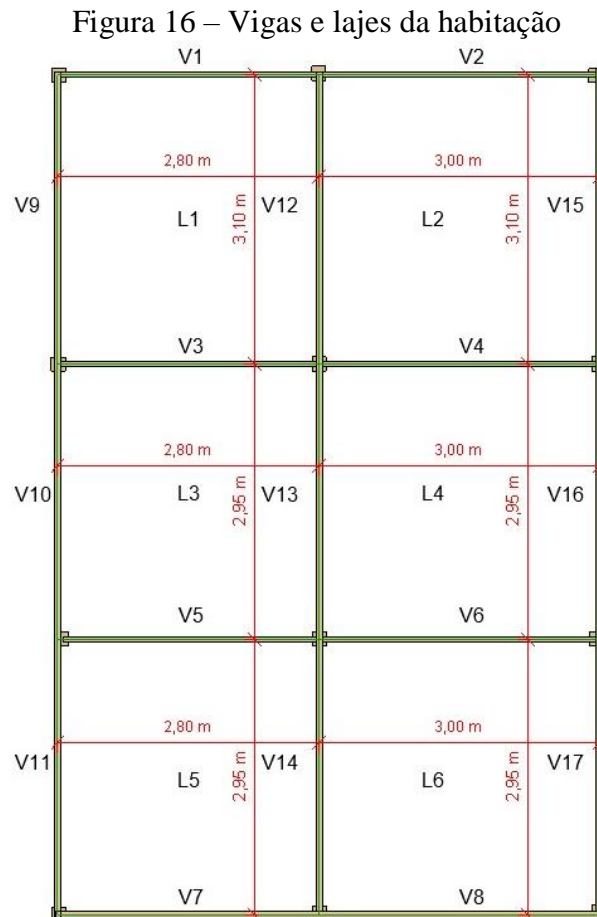
Fonte: autor (2021).

Dividindo-se a carga total devida ao peso específico aparente pela área de piso ($9,1 \times 5,9 \text{ m}^2$), temos:

$$G = \frac{23,74}{9,1 \times 5,9} = 0,44 \text{ kN/m}^2 \quad (32)$$

A carga G , calculada em (32), será tomada na faixa de 1 metro para o cálculo das reações verticais nas vigas das bordas.

Os pisos foram considerados como lajes (Figura 16) com carga distribuída por unidade de área que se apoiam sobre as terças da Tabela 10, que na verdade são as vigas dos quadros estruturais. As lajes foram consideradas engastadas nas bordas de encontro com outras lajes, e consideradas apoiadas nas vigas das bordas de contorno externo da estrutura.



Fonte: autor (2021).

Desta forma, foi considerado o método de séries utilizado para lajes maciças em concreto armado, a partir de soluções desenvolvidas por Navier, como abordado por Carvalho

(2014, p. 327). Este método nos permite encontrar as reações verticais nas bordas das lajes, que agem como cargas distribuídas sobre as vigas que repousam.

O método de séries é simplificado pela consulta de ábacos que apresentam os valores dos coeficientes k_x , k_y , k'_x e k'_y (Tabela 11). Estes valores são os coeficientes apresentados nas equações (33), (34), (35) e (36), e que são encontrado a partir da relação da equação (37) com o valor de λ , sendo L_y o vão maior da laje e L_x o vão menor.

Tabela 11 – Valores dos coeficientes k_x , k_y , k'_x e k'_y

Nº	Lx	Ly	λ	kx	ky	k'x	k'y
L1	2,80	3,10	1,11	2,00	1,83	3,46	3,17
L2	3,00	3,10	1,03	1,92	1,83	3,32	3,17
L3	2,80	2,95	1,05	1,52	0,00	2,63	3,11
L4	2,95	3,00	1,02	0,00	1,44	3,12	2,50
L5	2,80	2,95	1,05	1,92	1,83	3,32	3,17
L6	2,95	3,00	1,02	1,92	1,83	3,32	3,17

Fonte: autor (2021), adaptado de Carvalho (2014, p.344-347).

$$q_x = k_x \times p \times \frac{L_x}{10} \quad (33)$$

$$q_y = k_y \times p \times \frac{L_x}{10} \quad (34)$$

$$q'_x = k'_x \times p \times \frac{L_x}{10} \quad (35)$$

$$q'_y = k'_y \times p \times \frac{L_x}{10} \quad (36)$$

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} \quad (37)$$

As cargas q_x , q_y , q'_x e q'_y são as cargas distribuídas de reações nas vigas de bordas das lajes, sendo respectivamente nas bordas apoiadas x e y, e nas bordas engastadas x e y. Os eixos x e y são admitidos para cada laje de acordo com o seu menor vão e maior vão, respetivamente. Os resultados destas cargas são mostrados nos tópicos de cada uma das combinações.

4.3.4 Cargas nas vigas

As vigas da palafita são as peças responsáveis por receber cargas das treliças, das paredes, das reações de uma ou mais lajes (dependendo da posição no esquema estrutural da palafita) e também do seu peso próprio. No caso das vigas, diferente das demais, a carga de peso próprio é calculada diretamente pelo produto da seção das peças pelo peso específico aparente, resultando na carga distribuída linearmente ao longo das vigas, devendo ser somada as outras cargas atuantes citadas.

As reações das lajes nas vigas são variáveis à medida que se varia o estado limite e suas combinações.

4.4 Combinações de ações

As combinações de ações foram consideradas tendo em vista as cargas atuantes perdurarem até a vida útil da palafita (longa duração), considerando apenas cargas previstas em projeto (carregamento normal), e também o controle de deformações excessivas.

4.4.1 Estado limite de utilização: longa duração

Esta combinação de cargas ficará simplificada como mostrado na equação (38), com a substituição de $\Psi_2 = 0,2$, considerando as cargas permanentes de peso próprio das estruturas e a carga variável acidental devido à situação normal de projeto para uso residencial, $F_{Q,k} = 2 \text{ kN/m}^2$ em toda a área das lajes.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + 0,2 \times F_{Q,k} \quad (38)$$

4.4.1.1 Lajes

Calculando a carga de dimensionamento atuante nas lajes, para $G = 0,44 \text{ kN/m}^2$ temos:

$$p = F_d = 0,44 + 0,2 \times 2 = 0,84 \text{ kN/m}^2 \quad (39)$$

A partir da equação (39), tem-se a Tabela 12 apresentando os resultados das reações verticais q . Estas reações são sobrepostas quando as vigas estão entre duas lajes, e os resultados discretizados por vigas estão mostrados na Tabela 13.

Tabela 12 – Reações verticais das lajes

Laje	Lx	λ	p(kN/m ²)	p*Lx	kx	qx	ky	qy	k'x	q'x	k'y	q'y
L1	2,80	1,11	0,84	2,36	2,00	0,47	1,83	0,43	3,46	0,82	3,17	0,75
L2	3,00	1,03	0,84	2,53	1,92	0,49	1,83	0,46	3,32	0,84	3,17	0,80
L3	2,80	1,05	0,84	2,36	1,52	0,36	0,00	0,00	2,63	0,62	3,11	0,73
L4	2,95	1,02	0,84	2,48	0,00	0,00	1,44	0,36	3,12	0,78	2,50	0,62
L5	2,80	1,05	0,84	2,36	1,92	0,45	1,83	0,43	3,32	0,78	3,17	0,75
L6	2,95	1,02	0,84	2,48	1,92	0,48	1,83	0,45	3,32	0,82	3,17	0,79

Fonte: autor (2021).

Tabela 13 – Reações das lajes nas vigas

Viga	Carga (kN/m)
V1	0,43
V2	0,46
V3	1,48
V4	1,58
V5	1,48
V6	1,60
V7	0,43
V8	0,48
V9	0,47
V10	0,36
V11	0,45
V12	1,65
V13	1,24
V14	1,57
V15	0,49
V16	0,36
V17	0,45

Fonte: autor (2021).

4.4.1.2 Vigas

As cargas atuantes sobre as vigas biapoiadas nos pilares são calculadas pela equação (40) e estão apresentadas individualmente na

Tabela 14, que também apresentam as reações (de intensidades iguais) destas vigas que incidem sobre o topo dos pilares que se apoiam.

$$F_d = F_{g1,k} + F_{g2,k} + F_{g3,k} + \text{Reações}_{lajes} \quad (40)$$

Tabela 14 – Combinação de cargas e reações das vigas

Viga	Seção	Vão (m)	Peso próprio	Peso treliça	Reações das lajes (kN/m)	Peso parede	F_d (kN/m)	Reações (kN)	Pilares	
			$F_{g1,k}$	$F_{g2,k}$		$F_{g3,k}$			P esquerdo	P direito
V1	6x15	2,80	0,025	0,000	0,432	6,041	6,497	9,096	P1	P2
V2	6x15	3,00	0,027	0,000	0,462	6,472	6,962	10,442	P2	P3
V3	6x15	2,80	0,025	0,000	1,481	0,000	1,506	2,108	P4	P5
V4	6x15	3,00	0,027	0,000	1,576	0,000	1,603	2,404	P5	P6
V5	6x15	2,80	0,025	0,000	1,481	0,000	1,506	2,108	P7	P8
V6	6x15	3,00	0,027	0,000	1,600	0,000	1,627	2,440	P8	P9
V7	6x15	2,80	0,025	0,000	0,432	6,041	6,497	9,096	P10	P11
V8	6x15	3,00	0,027	0,000	0,477	6,472	6,976	10,464	P11	P12
V9	6x15	3,10	0,028	0,870	0,472	6,688	8,058	12,490	P1	P4
V10	6x15	2,95	0,027	0,828	0,358	6,364	7,578	11,177	P4	P7
V11	6x15	2,95	0,027	0,828	0,453	6,364	7,672	11,316	P7	P10
V12	6x15	3,10	0,028	0,870	1,655	6,688	9,241	14,323	P2	P5
V13	6x15	2,95	0,027	0,828	1,241	6,364	8,460	12,479	P5	P8
V14	6x15	2,95	0,027	0,828	1,570	6,364	8,789	12,964	P8	P11
V15	6x15	3,10	0,028	0,870	0,485	6,688	8,071	12,510	P3	P6
V16	6x15	2,95	0,027	0,828	0,358	6,364	7,577	11,176	P6	P9
V17	6x15	2,95	0,027	0,828	0,455	6,364	7,674	11,319	P9	P11

Fonte: autor (2021).

Os pilares recebem reações verticais das vigas de números 1 a 8, que estão ortogonais aos planos dos pórticos. No caso do pórtico central da estrutura, seus pilares (P2, P5, P8, P11) recebem cargas somadas destas mesmas vigas; já os demais apenas uma reação de cada uma das vigas. Isto está mostrado na Tabela 15.

Tabela 15 – Reações das vigas nos pilares

Pilar	Carga (kN)
P1	9,096
P2	19,539
P3	10,442
P4	2,108
P5	4,513
P6	2,404
P7	2,108
P8	4,549
P9	2,440
P10	9,096
P11	19,561
P12	10,464

Fonte: autor (2021).

É possível notar que os pilares P2 e P11, que pertencem ao quadro plano central da estrutura, são os mais solicitados.

4.4.1.3 Pilares

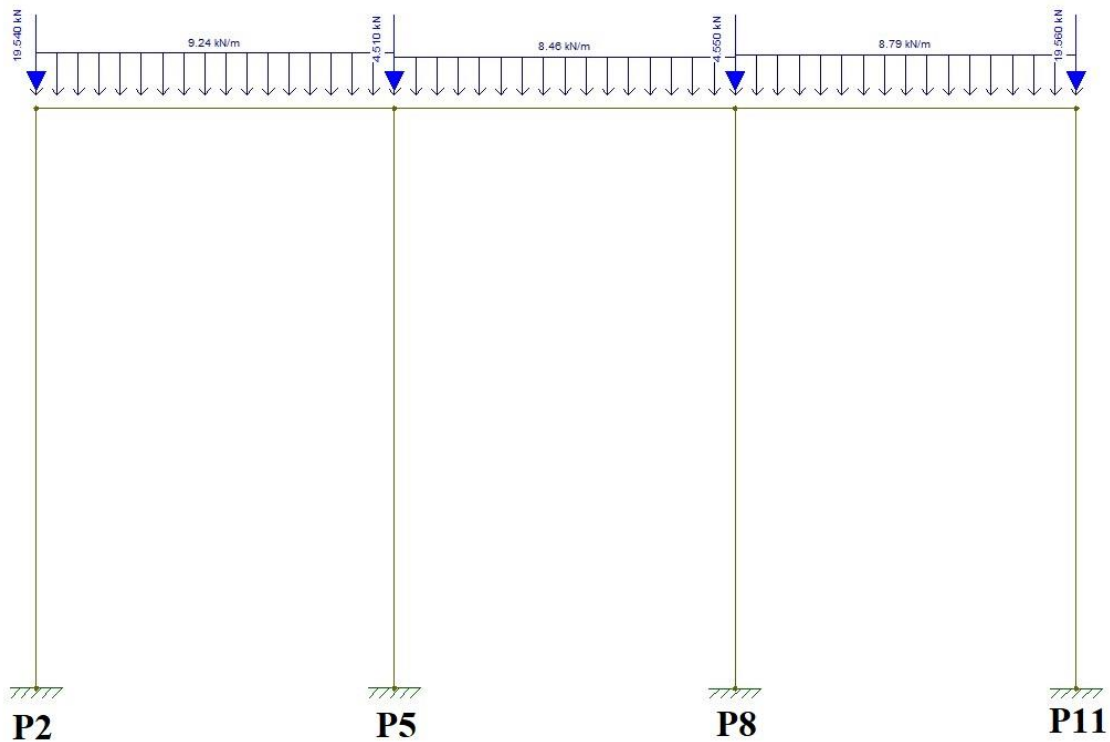
Os pilares, ou as estacas, são elementos que transferem todas as cargas combinadas e majoradas para os cálculos ao solo. A Tabela 16 resume os esforços atuantes e necessários para as verificações de segurança discretizados em quadros, pilares e os tipos de cargas para esta combinação. Estes valores foram encontrados através do *software* Ftool, admitindo os carregamentos calculados e combinados, para cada um dos pórticos. Na Figura 17 está exemplificado para o quadro 2 mais solicitado.

Tabela 16 – Esforços atuantes nos pilares

Quadro	Pilar	Estado limite de utilização	
		Compressão (kN)	Flexão (kNm)
1	P1	24,558	4,868
	P4	37,226	1,431
	P7	35,528	0,831
	P10	23,239	4,151
	P2	44,074	7,362
2	P5	60,159	2,455
	P8	57,687	1,537
	P11	42,137	6,288
	P3	26,267	4,901
3	P6	38,509	1,461
	P9	36,85	0,836
	P12	24,954	4,155

Fonte: autor (2021).

Figura 17 – Carregamentos atuantes no Quadro 2



Fonte: autor (2021).

4.4.2 Estado limite último: normal

As combinações de cargas ficarão como mostrado em (41), substituindo $\gamma_Q = 1,4$ e $\gamma_G = 1,4$, e a única carga variável acidental devido ao uso residencial do projeto, $F_{Q,k} = 2 \text{ kN/m}^2$, desconsiderando a ação do vento. Assim, serão aplicadas na sequência do caminhamento das cargas, partindo das lajes de piso para os pilares – elementos finais do caminhamento das cargas.

$$F_d = \sum_{i=1}^m 1,4 \times F_{G_i,k} + 1,4 \times F_{Q,k} \quad (41)$$

4.4.2.1 Lajes

Calculando a carga de dimensionamento atuante nas lajes, para $G = 0,44 \text{ kN/m}^2$ temos:

$$p = F_d = 1,44 \times 0,44 + 1,4 \times 2 = 3,42 \text{ kN/m}^2 \quad (42)$$

A partir do resultado de (42) tem-se a Tabela 17 apresentando os resultados das reações verticais q . Estas reações são sobrepostas quando as vigas estão entre duas lajes, e os resultados discretizados por vigas estão mostrados na Tabela 18.

Tabela 17 – Reações verticais das lajes

Laje	Lx	λ	p(kN/m ²)	p*Lx	kx	qx	ky	qy	k'x	q'x	k'y	q'y
L1	2,80	1,11	3,42	9,57	2,00	1,91	1,83	1,75	3,46	3,31	3,17	3,03
L2	3,00	1,03	3,42	10,26	1,92	1,97	1,83	1,88	3,32	3,41	3,17	3,25
L3	2,80	1,05	3,42	9,57	1,52	1,46	0,00	0,00	2,63	2,52	3,11	2,98
L4	2,95	1,02	3,42	10,09	0,00	0,00	1,44	1,45	3,12	3,15	2,50	2,52
L5	2,80	1,05	3,42	9,57	1,92	1,84	1,83	1,75	3,32	3,18	3,17	3,03
L6	2,95	1,02	3,42	10,09	1,92	1,94	1,83	1,85	3,32	3,35	3,17	3,20

Fonte: autor (2021).

Tabela 18 – Reações das lajes nas vigas

Viga	Carga (kN/m)
V1	1,75
V2	1,88
V3	6,01
V4	6,40
V5	6,01
V6	6,50
V7	1,75
V8	1,94
V9	1,91
V10	1,46
V11	1,84
V12	6,72
V13	5,04
V14	6,38
V15	1,97
V16	1,45
V17	1,85

Fonte: autor (2021).

4.4.2.2 Vigas

As cargas atuantes sobre as vigas biapoiadas nos pilares são calculadas pela equação (43) e estão apresentadas individualmente na Tabela 19 e

Tabela 14, que também apresentam as reações (de intensidades iguais) destas vigas que incidem sobre o topo dos pilares que se apoiam.

$$F_d = 1,4 \times (F_{g1,k} + F_{g2,k} + F_{g3,k}) + \text{Reações}_{\text{lajes}} \quad (43)$$

Tabela 19 – Combinação de cargas e reações das vigas

Viga	Seção	Comprimento (m)	Peso próprio	Peso treliça	Reações das lajes (kN/m)	Peso parede	F_d (kN/m)	Reações (kN)	Pilares	
			(kN/m)	(kN/m)		(kN/m)			$F_{g1,k}$	$F_{g2,k}$
V1	6x15	2,80	0,025	0,000	1,75	6,041	10,244	14,342	P1	P2
V2	6x15	3,00	0,027	0,000	1,88	6,472	10,976	16,464	P2	P3
V3	6x15	2,80	0,025	0,000	6,01	0,000	6,047	8,466	P4	P5
V4	6x15	3,00	0,027	0,000	6,40	0,000	6,436	9,654	P5	P6
V5	6x15	2,80	0,025	0,000	6,01	0,000	6,047	8,466	P7	P8
V6	6x15	3,00	0,027	0,000	6,50	0,000	6,533	9,800	P8	P9
V7	6x15	2,80	0,025	0,000	1,75	6,041	10,244	14,342	P10	P11
V8	6x15	3,00	0,027	0,000	1,94	6,472	11,035	16,553	P11	P12
V9	6x15	3,10	0,028	0,870	1,91	6,688	12,535	19,430	P1	P4
V10	6x15	2,95	0,027	0,828	1,46	6,364	11,562	17,054	P4	P7
V11	6x15	2,95	0,027	0,828	1,84	6,364	11,945	17,619	P7	P10
V12	6x15	3,10	0,028	0,870	6,72	6,688	17,338	26,874	P2	P5
V13	6x15	2,95	0,027	0,828	5,04	6,364	15,146	22,340	P5	P8
V14	6x15	2,95	0,027	0,828	6,38	6,364	16,482	24,311	P8	P11
V15	6x15	3,10	0,028	0,870	1,97	6,688	12,590	19,514	P3	P6
V16	6x15	2,95	0,027	0,828	1,45	6,364	11,559	17,050	P6	P9
V17	6x15	2,95	0,027	0,828	1,85	6,364	11,952	17,630	P9	P11

Fonte: autor (2021).

Na Tabela 20, mais uma vez, percebe-se as maiores solicitações à compressão nos pilares dos quadro 2 (P2 e P11).

Tabela 20 – Reações das vigas nos pilares

Pilar	Carga (kN)
P1	14,342
P2	30,806
P3	16,464
P4	8,466
P5	18,120
P6	9,654
P7	8,466
P8	18,266
P9	9,800
P10	14,342
P11	30,895
P12	16,553

Fonte: autor (2021).

4.4.2.3 Pilares

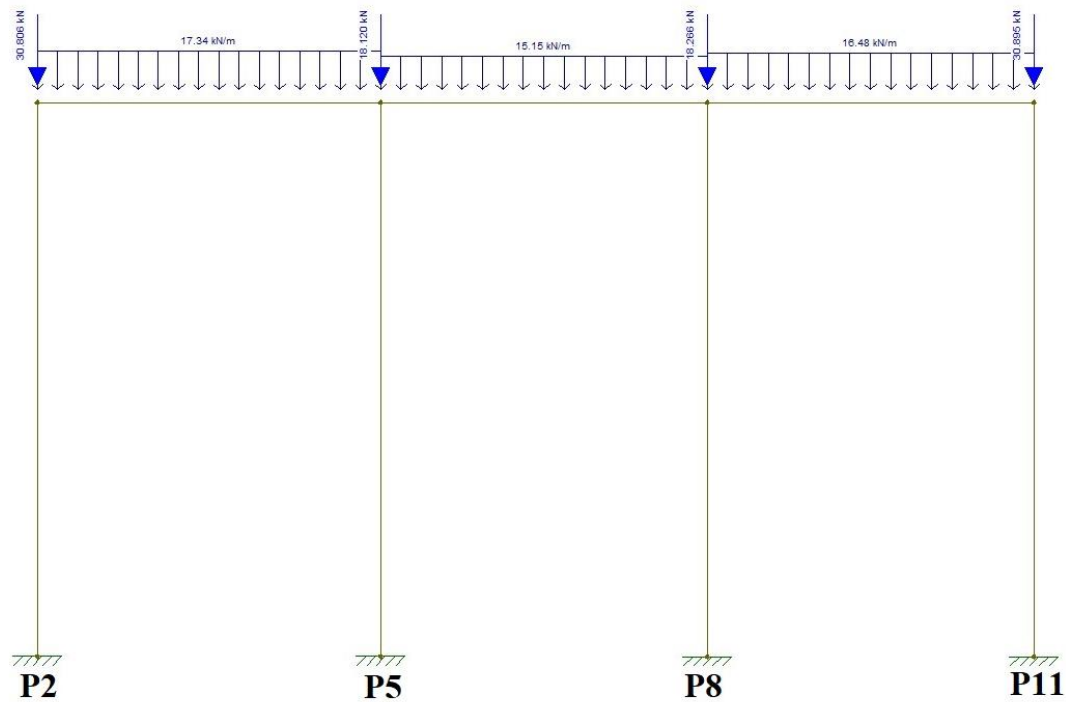
A Tabela 21 resume os esforços atuantes e necessários para as verificações de segurança discretizados em quadros, pilares e os tipos de cargas para esta combinação. Estes valores foram encontrados através do *software* Ftool, admitindo os carregamentos calculados e combinados, para cada um dos pórticos. Na Figura 18 está exemplificado para o quadro 2 mais solicitado.

Tabela 21 – Esforços atuantes nos pilares

Quadro	Pilar	Estado limite último	
		Compressão (kN)	Flexão (kNm)
1	P1	32,284	6,408
	P4	46,607	1,845
	P7	44,359	1,051
	P10	30,534	5,46
2	P2	55,709	8,923
	P5	69,583	2,876
	P8	66,534	1,759
	P11	53,534	7,591
3	P3	34,495	6,44
	P6	47,898	1,874
	P9	45,701	1,058
	P12	32,761	5,466

Fonte: autor (2021).

Figura 18 – Carregamentos atuantes no Quadro 2



Fonte: autor (2021).

4.5 Ligações

As ligações não foram dimensionadas, contudo os nós dos pórticos foram considerados rígidos. Para garantir a rigidez das uniões viga-pilar em madeira, através de pregos, deve-se considerar as dimensões mínimas de diâmetro equivalente a 3mm (NBR 7190/1997, p. 33), com resistência característica de escoamento do aço (f_{yk}) equivalente a 600 MPa, como alerta Szücs et. al. (2015, p. 71).

A NBR 7190/1997 determina que as ligações feitas por pinos metálicos pregados (para fins estruturais), quando utilizados acima de 4 unidades, podem ser considerados nós rígidos, desde que realizadas as pré-furações.

5 RESULTADOS

Os resultados apresentaram as verificações para os pilares com maiores esforços solicitantes (P2 e P5, com seções padronizadas 15x15 cm²) em concordância com a norma de projeto em estruturas de madeira e como estas verificações interferem nas ocasiões onde estas condições não foram atendidas.

5.1 Verificações de segurança

As verificações da estrutura da palafita são feitas para os pilares mais solicitados em ambos os estados limites para o quadro mais solicitado, uma vez que os pilares possuem o mesmo comprimento (5 metros), mesma seção e já que possuem resistências iguais, uma vez que são da mesma espécie.

Inicialmente, devemos analisar a esbeltez dos pilares através do cálculo em (44). O índice de esbeltez λ superior a 80, e não excedendo 140, indica que a peça é esbelta, devendo-se efetuar a análise de estabilidade à compressão de peças esbeltas (NBR 7190/1997, p. 25).

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{500}{\sqrt{\frac{15^4}{12}}} = 115,47 > 80 \quad (44)$$

A Tabela 22 apresenta as esforços dos pilares discretizados por estado limite e a natureza de cada esforço. A partir desta tabela, é possível notar que o pilar P2 apresentou o maior esforço de flexão, já o pilar P5 apresentou o maior esforço de compressão. Com isto, surgem duas análises: flexocompressão e compressão.

- P2: será verificado quanto à compressão de peças esbeltas, apenas; e
- P5: será verificado quanto à flexocompressão e à compressão de peças esbeltas.

Tabela 22 – Esforços internos nos pilares por estado limite

Quadro	Pilar	Estado limite último		Estado limite de utilização	
		Compressão	Flexão	Compressão	Flexão
1	P1	32,284	6,408	24,558	4,868
	P4	46,607	1,845	37,226	1,431
	P7	44,359	1,051	35,528	0,831
	P10	30,534	5,46	23,239	4,151
2	P2	55,709	8,923	44,074	7,362
	P5	69,583	2,876	60,159	2,455
	P8	66,534	1,759	57,687	1,537
3	P11	53,534	7,591	42,137	6,288
	P3	34,495	6,44	26,267	4,901
	P6	47,898	1,874	38,509	1,461
	P9	45,701	1,058	36,85	0,836
	P12	32,761	5,466	24,954	4,155

Fonte: autor (2021).

5.1.1 Flexocompressão (P5)

Esta verificação considera apenas o esforço de compressão atuante, sendo assim, basta conferir as condições normativas apenas para o pilar que possuir maior intensidade para este esforço: P5.

5.1.1.1 Estado limite de utilização

O pilar P5 possui esforço de compressão normal às fibras equivalente à 60,16 kN, logo sua tensão $\sigma_{Nc,d}$ será calculada por (45). Em seguida, considerando este esforço atuando também numa das bordas da seção quadrada (momentos de inércia de área equivalentes em x e y), temos o cálculo (46) da tensão do momento fletor gerado. Por fim, a resistência efetiva à compressão paralela em (47).

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{N_{cd}}{A} = \frac{60,16 \text{ (kN)} \times 10}{15 \times 15 \text{ cm}^2} = 2,67 \text{ MPa} \quad (45)$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d} \times y}{I} = \frac{10 \times (60,16 \times 7,5) \times 7,5}{\frac{15^4}{12}} = 8,02 \text{ MPa} \quad (46)$$

$$f_{c0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c0,k(12\%)}}{\gamma_w} = \frac{0,364 \times 80,551}{1,0} = 29,32 \text{ MPa} \quad (47)$$

A verificação de segurança feita em (48) aponta que o pilar P5 possui estabilidade quanto à flexocompressão no estado limite de utilização.

$$\left(\frac{2,67}{29,32}\right)^2 + \frac{8,02}{29,32} = 0,28 \leq 1 \quad (48)$$

5.1.1.2 Estado limite último

O pilar P5 possui esforço de compressão normal às fibras equivalente à 69,58 kN, logo sua tensão $\sigma_{Nc,d}$ será calculada por (49). Em seguida, considerando este esforço atuando também numa das bordas da seção quadrada (momentos de inércia de área equivalentes em x e y), temos o cálculo (50) da tensão do momento fletor gerado. Por fim, a resistência efetiva à compressão paralela em (51(47)).

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{N_{cd}}{A} = \frac{69,58 \text{ (kN)} \times 10}{15 \times 15 \text{ cm}^2} = 3,09 \text{ MPa} \quad (49)$$

$$\sigma_{Mx,d} = \frac{M_{x,d} \times y}{I} = \frac{10 \times (69,58 \times 7,5) \times 7,5}{\frac{15^4}{12}} = 9,28 \text{ MPa} \quad (50)$$

$$f_{c0,d} = \frac{k_{mod} \times f_{c0,k(12\%)}}{\gamma_w} = \frac{0,364 \times 80,551}{1,4} = 20,94 \text{ MPa} \quad (51)$$

A verificação de segurança feita em (52) aponta que o pilar P5 possui estabilidade quanto à flexocompressão no estado limite último.

$$\left(\frac{3,09}{20,94}\right)^2 + \frac{9,28}{20,94} = 0,46 \leq 1 \quad (52)$$

5.1.2 Compressão em peças esbeltas (P2 e P5)

Esta verificação considera os esforços de compressão e flexão originária de uma excentricidade normativa, além de considerar efeitos de segunda ordem como a fluência. Sendo assim, os pilares P2 e P5 serão verificados.

Para cálculos relacionados à seção dos pilares ou o comprimento, que são fixos, bem como a propriedades físicas da Maçaranduba, já citada, serão adotados imediatamente os valores:

- $I = 4215,75 \text{ cm}^4$ para o momento de inércia de área da seção 15x15;
- $e_a = 1,67 \text{ cm}$ para a excentricidade acidental, calculado pela comprimento de flambagem dividido por 300;
- $f_{c0,d} = 29,32 \text{ MPa}$ no estado limite de utilização e $f_{c0,d} = 20,94 \text{ MPa}$, sendo ambos já calculados anteriormente;
- $E_{c0,ef} = 6036,21 \text{ MPa}$ para o módulo efetivo de elasticidade à compressão normal;
- $\Phi = 0,8$ conforme Tabela 6;
- $N_E = 100,53 \text{ kN}$ para a carga de Euler, calculado por (53); e
- $\Psi_1 + \Psi_2 = 0,5$, considerados na Tabela 5 para uso residencial sem concentração de pessoas ou equipamentos fixos.

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L_{fl}^2} = \frac{\pi^2 \times 6036,21 \times 0,1 \times 4215,75}{500^2} = 100,53 \text{ kN} \quad (53)$$

5.1.2.1 Estado limite de utilização

Verificando o pilar P2, inicialmente calculando as excentricidades nas equações (54), (55), (56) e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (57), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 18,92 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 3,08 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{7,362 \times 100}{44,07} = 16,7 \quad (54)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (55)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e^{\left(\frac{0,8(18,92+3,08(0,5))}{100,53-(18,92+3,08(0,5))} \right)} - 1 \right\} = 0,378 \quad (56)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 44,07 \times (16,7 + 1,67 + 0,378) \left(\frac{100,53}{100,53 - 44,07} \right) \right] \times \left(\frac{7,5}{4218,75} \right) = 26,16 \text{ MPa} \quad (57)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{44,07 \times 10}{15 \times 15} = 1,96 \text{ MPa} \quad (58)$$

Calculando σ_{Nd} em (58) e por fim a verificação (59), tem-se que o pilar P2 é estável no estado limite de utilização.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{44,07}{29,32} + \frac{26,16}{29,32} = 0,959 \leq 1 \quad (59)$$

Verificando o pilar P5, inicialmente calculando as excentricidades nas equações (60), (61) e (62), e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (63), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 2,41 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 10,54 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{2,46 \times 100}{60,16} = 4,08 \quad (60)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (61)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e^{\left(\frac{0,8(2,41+10,54(0,5))}{100,53-(2,41+10,54(0,5))} \right)} - 1 \right\} = 0,114 \quad (62)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 60,16 \times (4,08 + 1,67 + 0,114) \left(\frac{100,53}{100,53 - 44,07} \right) \right] \times \left(\frac{7,5}{4218,75} \right) = 15,61 \text{ MPa} \quad (63)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{60,16 \times 10}{15 \times 15} = 2,67 \text{ MPa} \quad (64)$$

Calculando σ_{Nd} em (64) e por fim a verificação (65), tem-se que o pilar P5 também é estável no estado limite de utilização.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{2,97}{29,32} + \frac{15,61}{29,32} = 0,62 \leq 1 \quad (65)$$

5.1.2.2 Estado limite último

Verificando o pilar P2, inicialmente calculando as excentricidades nas equações (66), (67) e (68), e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (69), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 18,92 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 3,08 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{8,923 \times 100}{55,709} = 16,02 \quad (66)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (67)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e^{\left(\frac{0,8(18,92+3,08(0,5))}{100,53-(18,92+3,08(0,5))} \right)} - 1 \right\} = 0,378 \quad (68)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 55,71 \times (16,02 + 1,67 + 0,378) \left(\frac{100,53}{100,53 - 55,71} \right) \right] \times \left(\frac{7,5}{4218,75} \right) = 40,12 \text{ MPa} \quad (69)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{55,71 \times 10}{15 \times 15} = 2,48 \text{ MPa} \quad (70)$$

Calculando σ_{Nd} em (70) e por fim a verificação (71), tem-se que o pilar P2 não é estável no estado limite de último.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{2,48}{20,94} + \frac{40,12}{20,94} = 2,03 \stackrel{\text{falso}}{\cong} 1 \quad (71)$$

Verificando o pilar P5, inicialmente calculando as excentricidades nas equações (72), (73) e (74), e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (75), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 2,41 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 10,54 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{2,88 \times 100}{69,58} = 4,13 \quad (72)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (73)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e \left(\frac{0,8(2,41+10,54(0,5))}{100,53-(2,41+10,54(0,5))} \right) - 1 \right\} = 0,114 \quad (74)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 69,58 \times (4,13 + 1,67 + 0,114) \left(\frac{100,53}{100,53 - 69,58} \right) \right] \times \left(\frac{7,5}{4218,75} \right) = 23,76 \text{ MPa} \quad (75)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{69,58 \times 10}{15 \times 15} = 3,09 \text{ MPa} \quad (76)$$

Calculando σ_{Nd} em (76) e por fim a verificação em (77), tem-se que o pilar P5 também não é estável no estado limite de último.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{3,09}{20,94} + \frac{23,76}{20,94} = 1,28 \stackrel{\text{falso}}{\cong} 1 \quad (77)$$

Alterando apenas as seções dos pilares P2 e P5 para 20x20, renumerando-os para P2' e P5' pois é a seção comerciável superior mais próxima, temos:

- $A = 400 \text{ cm}^2$;
- $I_x = I_y = 13333,33 \text{ cm}^4$;
- Recalculando $N_E = 317,73 \text{ kN}$ como mostrado em (78); e
- Os pilares P2' e P5' permanecem esbeltos, pois $\lambda > 80$, como mostra (79).

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2_{fl}} = \frac{\pi^2 \times 6036,21 \times 0,1 \times 13333,33}{500^2} = 317,73 \text{ kN} \quad (78)$$

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_{min}}{A}}} = \frac{500}{\sqrt{\frac{20^4}{12}}} = 86,60 > 80 \quad (79)$$

Então, deve ser realizada a verificação de compressão em peças esbeltas mais uma vez, agora na nova seção 20x20 e apenas no estado limite último – já que já foi verificado com uma seção inferior no estado limite de utilização e foi garantida a segurança.

Verificando o pilar P2', inicialmente calculando as excentricidades nas equações (80), (81) e (82) e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (83), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 18,92 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 3,08 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{8,92 \times 100}{55,71} = 16,02 \quad (80)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (81)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e^{\left(\frac{0,8(18,92+3,08(0,5))}{317,73-(18,92+3,08(0,5))} \right)} - 1 \right\} = 0,09 \quad (82)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 55,71 \times (16,02 + 1,67 + 0,09) \left(\frac{317,73}{317,73 - 55,71} \right) \right] \times \left(\frac{10}{13333,33} \right) = 9,01 \text{ MPa} \quad (83)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{55,71 \times 10}{20 \times 20} = 1,39 \text{ MPa} \quad (84)$$

Calculando σ_{Nd} em (84) e por fim a verificação (85), tem-se que o pilar P2' na seção 20x20 é estável no estado limite de último.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{1,39}{20,94} + \frac{9,01}{20,94} = 0,497 \stackrel{\text{verdade}}{\leq} 1 \quad (85)$$

Verificando o pilar P5', inicialmente calculando as excentricidades nas equações (86), (87) e (88), e a tensão de compressão devido ao momento gerado por excentricidades em (89), onde: M_{1d} e N_d são encontrados na Tabela 22, $M_{1gd} \cong 0$, $N_{gk} = 2,41 \text{ kN}$ e $N_{qk} = 10,54 \text{ kN}$.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{2,88 \times 100}{69,58} = 4,13 \quad (86)$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1gd}}{N_{gd}} \cong 0 \quad (87)$$

$$e_c = (0 + 1,67) \left\{ e^{\left(\frac{0,8(2,41+10,54(0,5))}{317,73-(2,41+10,54(0,5))} \right)} - 1 \right\} = 0,033 \quad (88)$$

$$\sigma_{Md} = \left[10 \times 69,58 \times (4,13 + 1,67 + 0,033) \left(\frac{317,73}{317,73 - 69,58} \right) \right] \times \left(\frac{10}{13333,33} \right) = 3,898 \text{ MPa} \quad (89)$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_{gd}}{A} = \frac{69,58 \times 10}{20 \times 20} = 1,80 \text{ MPa} \quad (90)$$

Calculando σ_{Nd} em (90) e por fim a verificação em (91), tem-se que o pilar P5' na seção 20x20 também é estável no estado limite de último.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{1,80}{20,94} + \frac{3,898}{20,94} = 0,33 \stackrel{\text{verdadeiro}}{\cong} 1 \quad (91)$$

Com estas verificações, os pilares P2' e P5' deverão ser admitidos na seção 20x20 para projeto e execução.

5.2 Palafita e o Bairro São José

O bairro São José, nas ocasiões de fortes chuvas, e sujeito à situação de enchente ou inundação, admitindo-se a cota citada de inundação a partir de observações locais de 4,33 metros (SANTOS, 2007), tem o problema de moradia resolvido a partir deste dimensionamento e das conferências estruturais aqui realizados.

Embora toda área sujeita ao risco de inundação necessite também de estruturas complementares para que garanta o acesso às habitações projetadas, este estudo visa apontar a necessidade da população obter moradias pensadas e projetadas para atender as demandas locais e únicas de cada região, além de garantir a segurança e conforto.

O dimensionamento das estruturas em madeira aqui apontadas como estruturas fundamentais para resolução da problemática de enchentes ou inundações podem ser iniciativas iniciais para união público-privado a fim de dar início a mitigação dos problemas de habitações impróprias, ilegais e irregulares em áreas de risco. Contudo, é de extrema importância a concomitância desta intervenção, aqui proposta no campo técnico, com intervenções estruturais socialmente, ambientalmente e politicamente.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

As moradias sobre palafitas existem há séculos. Assim, este estudo levanta questionamentos técnicos reforçando o estudo em madeira como uma alternativa possível, executável e segura para unir a resolução de conflitos sociais da falta de habitação, ou de habitações precárias e em condições de risco de enchentes, ou até mesmo deslizamentos de terra, com incentivo ao estudo das espécies madeira e à indústria - uma vez que habitações pré-moldadas em madeira são facilmente produzidas (como acontece em países da América do Norte) e montáveis.

A norma que trata do projeto de estruturas, NBR 7190/1997 de madeira se apresenta defasada temporalmente, além de abordar valores tabelados de resistência aquém dos valores já apresentados pelo IPT em 1989, por exemplo. É necessário, além de atualização, aprofundar os estudos em madeira tendo em vista que sistemas construtivos dia após dia estão surgindo em concordância com processos fabris e de difusão de maquinários em evolução, estando a tecnologia cada vez mais disponíveis.

O projeto desta habitação sobre palafita para ser integralmente executável, deve considerar a carga variável de vento incidindo sobre a cobertura, descarregando nas treliças, a fim de conferir as seções admitidas neste projeto. Deve-se, ainda, verificar as condições das peças estruturais que compõem as treliças de cobertura e as vigas que unem os pilares formando os quadros planos tomados como modelos estruturais para os cálculos efetuados nesta análise.

A planta baixa desta habitação sobre palafitas possui dimensões mínimas normativas para os ambientes, e atende ao estudo estrutural em madeira realizado. Contudo, além de analisar a segurança da estrutura em madeira, é importante pensar nas condições de habitabilidade que devem ser verificadas a fim de garantir o conforto desta unidade ou da melhor utilização dos espaços.

A este trabalho não coube sanar os problemas estruturais da sociedade, os problemas habitacionais oriundos de interesses escusos do poder público ao longo das décadas, a falta de atenção pública, ou ainda ter a pretensão de ser uma solução única para a aplicação como solução para o Bairro São José. Em verdade, o escopo deste trabalho é explorar a união da Engenharia Civil e suas múltiplas áreas, o estudo da Ciência dos Materiais e o estudo social das cidades.

7 REFERÊNCIAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6120/19 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações**, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 7190/1997 – Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro, RJ.
- CAMPOS, J.A.O; SALES, A. **Classe de risco de biodeterioração para madeiras estruturais no Brasil**. Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais. São Pedro, São Paulo. 2000.
- CAMPOS, J.A.O; SALES, A. **Classe de risco de biodeterioração para madeiras estruturais no Brasil**. Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais. São Pedro, SP. 2000.
- CARVALHO, R. C; JASSON, J. R. F. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. Edição 4ª. EdUFSCar. São Carlos, SP. 2014.
- CRUZ, Helena; NUNES, Lina. **A madeira como material de construção**. Ordem dos Arquitectos Secção Regional Norte. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal. 2005.
- DIAS, Lucimberg Camargo. **Remoção da população de assentamentos precários e áreas de risco em Cuiabá (MT)**. Argumentum, Vitória (ES), v.4, n.1, p, 137-151, jan/jun 2012.
- FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO (FJP). **Déficit Habitacional no Brasil - 2016-2019**. Belo Horizonte: FJP, 2021
- MAIA, Doralice Sátyro. **Habitação popular e o processo de periferização e de fragmentação urbana: uma análise sobre as cidades de João Pessoa-PB e Campina Grande-PB**. Geosul, v.29, n.58, 2014.
- MARICATO, E. **Conhecer para resolver a cidade ilegal**. p. 78-96. Urbanização Brasileira: Redescobertas. Editora Arte. Belo Horizonte. 2003.
- MINISTÉRIO DAS CIDADES; INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS. **Mapeamento de riscos em encostas e margens de rios**. 176 p. Brasília. 2007.
- NÁPOLES NETO, Antônio Dias Ferraz. **História das fundações**. In: HACHICH; FALCONI; SAES; FROTA; CARVALHO; NIYAMA (Eds). **Fundações: teoria e prática**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 17-34.
- OLIVEIRA JUNIOR, Jair Antonio. **Arquitetura Ribeirinha sobre as águas da Amazônia: o habitat em ambientes complexos**. 2009. 203 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura e Urbanismo). Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de São Paulo. São Paulo. 2009.

- PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de madeira**. 6ª edição. LTC Editora. Rio de Janeiro, RJ. 2003.
- PREFEITURA MUNICIPAL DE JOÃO PESSOA. **Plano Diretor da Cidade de João Pessoa**. João Pessoa: Grafset, 1992.
- RIBEIRO, Vanessa Cláudia Marques. **Construções sobre palafitas: do Inquérito à arquitectura regional à contemporaneidade**. 2011. 121 f. Dissertação (Mestrado em Arquitetura). ISCTE-IUL. Lisboa, Portugal. 2011.
- SÁ, Paulo A. D. de; VITO, Márcio. **Estudo da influência da umidade nas propriedades mecânicas da madeira**. 2014. 18 f. Artigo (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Extremo Sul Catarinense. 2014.
- SANTOS, Jocélio Araújo dos. **Análise dos riscos ambientais relacionados às enchentes e deslizamentos na favela São José, João Pessoa – PB**. 2007. 112 f. Dissertação (Mestrado em Geografia). Universidade Federal da Paraíba (UFPB), João Pessoa, 2007.
- SANTOS, Milton. **A urbanização brasileira**. São Paulo: Hucitec, 1993.
- SANTOS, Milton. **Metrópole corporativa fragmentada: o caso de São Paulo**. São Paulo: Nobel: Secretaria de Estado da Cultura, 1990.
- SILVA, Gustavo Lopes da. **Uso de estacas de madeira como elemento estrutural de fundações em obras de engenharia civil no Brasil**. Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC. Tocantins. 2019.
- SILVA, J.C.; OLIVEIRA, J.T.S. **Avaliação das propriedades higroscópicas da madeira Eucalyptus Saligna Sm. em diferentes condições de umidade relativa do ar**. Revista *Árvore*. v. 27, n. 2, p. 233-239. Sociedade de Investigações Florestais. Viçosa, MG. 2003.
- SZÜCS, Carlos Alberto; TEREZO, Rodrigo Figueiredo; VALLE, Ângela do; MORAES, Poliana Dias. **Estruturas de Madeira**. Edição 3ª. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Florianópolis. 2015.
- TOMINAGA, L. K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. **Desastres naturais: conhecer para prevenir**. p. 196. Instituto Geológico. São Paulo. 2009.
- TORRES, João Tiago Caridade. **Sistemas construtivos modernos em madeira**. 2010. 166 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Construções Cíveis). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Universidade de Porto (UP). Porto, Portugal. 2010.