

UNIVERSIDADE DE TAUBATÉ

Nattan Alves Pereira

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM MESÂNINO DE
MADEIRA SEGUNDO NBR 7190**

Taubaté

2019

Nattan Alves Pereira

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM MESÂNINO DE
MADEIRA SEGUNDO NBR 7190**

Trabalho de Graduação
apresentado à Universidade de
Taubaté, como parte dos
requisitos necessários para a
obtenção do título de Graduação
em Engenharia Civil

Orientador (a): Prof. Me. Flavio
Pedrosa Dantas Filho.

Taubaté

2019

NATTAN ALVES PEREIRA

**ANÁLISE ESTRUTURAL DE UM
MESÂNINO DE MADEIRA SEGUNDO NBR 7190**

Trabalho de Graduação
apresentado à Universidade de
Taubaté, como parte dos
requisitos necessários para a
obtenção do título de Graduação
em Engenharia Civil,

Data: 22/11/2019

Resultado: _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Me. Flavio Pedrosa Dantas Filho

Assinatura _____

Prof. Me. Hemerson M. De Oliveira

Assinatura _____

Profa. Me. Vanessa Villalta Lima Roman

Assinatura _____

Universidade de Taubaté - UNITAU

Minha mãe Regina, meu Pai Carlos,
minha irmã Daiane e meu irmão Diego
pelo incentivo e compressão.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradecer a DEUS, segundo a minha família que sempre me apoiou e me incentivou a estudar, sem eles não seria nada, e aos meus amigos do dia-a-dia da faculdade que me apoiaram, tanto nas emoções físicas quanto emocionais.

“A mente que se abre a uma nova ideia
jamais voltara ao seu tamanho original”

(Albert Einstein)

RESUMO

O foco principal deste trabalho é avaliar o projeto de um mezanino de madeira de uma determinada loja de utensílios em gerais, que será usado como estoque, analisando as vigas se atendem aos critérios segundo a NBR 7190. No trabalho será descrito metodologia para calcular de maneira eficaz os itens principais, tais como vigas e vigotas, também será citado o uso da madeira na construção civil, suas vantagens e desvantagens, a fisiologia de uma árvore, propriedades físicas e mecânicas da madeira, um breve comentário sobre mezaninos, entre outros pontos importantes. Este tipo de estrutura está sendo bastante utilizada em variados tipos de comércios, pois tem um custo bem mais acessível em relação as estruturas de aço e de concreto armado, e se bem dimensionada sua resistência torna-se igual ou superior a estas estruturas. Com base nisso donos de comércios, industrias, fabricas, casas e pessoas gerais, contando com um profissional bem qualificado poderá construir estruturas em madeira, economizando mais e tendo o mesmo resultado.

Palavras-chave: Dimensionamento. Estruturas de Madeira.

Madeira. Mezaninos. NBR 7190.

ABSTRACT

The main focus of this work is to evaluate the design of a wooden mezzanine of a certain general store, which will be used as stock, calculating all components according to NBR 7190. In the work will be described methodology to effectively calculate the items. The main features, such as beams, rafters and joists, will also be mentioned the use of wood in construction, its advantages and disadvantages, the physiology of a tree, physical and mechanical properties of wood, a brief comment about mezzanines, among other important points. This type of structure is being widely used in various types of trades, as it has a much more affordable cost compared to steel and reinforced concrete structures, and if well sized its resistance becomes equal to or greater than these structures. Based on this business owners, industries, factories, houses and general people, with a well qualified professional can build wooden structures, saving more and having the same result.

Keywords: Sizing. Wood structures.

Wood. Mezzanines NBR 7190.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 01: Capa.....	01
FIGURA 02: Folha de Rosto.....	02
FIGURA 03: Folha de Aprovação.....	03
FIGURA 04: Dedicatória.....	04
FIGURA 05: Agradecimento.....	05
FIGURA 06: Epígrafe.....	06
FIGURA 07: Sumário.....	09

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	29
1.1 TEMA DO TRABALHO.....	29
1.2 DELIMITAÇÕES DO TEMA.....	30
1.3 OBJETIVOS.....	31
1.3.1 Objetivo Geral.....	31
1.3.2 Objetivos Específicos.....	31
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	32
2.1 MEZANINO DEFINIÇÃO.....	32
2.2 FISILOGIA DA ARVORE E FORMAÇÃO DA MADEIRA.....	32
2.2.1 Anatomia da Madeira e classificação das arvores.....	33
2.3 VANTAGENS E DESVANTAGENS DO USO DA MADEIRA.....	34
2.3.1 Vantagens.....	34
2.3.2 Desvantagens.....	34
2.4 PROPRIEDADES DA MADEIRA.....	35
2.4.1 Generalidades.....	35
2.4.2 Umidade.....	36
2.4.3 Densidade.....	37
2.4.4 Retratilidade.....	38
2.4.5 Resistência.....	38
2.4.5.1 Classes de Resistência.....	39
2.4.6 Modulo de Elasticidade (E).....	40
2.4.7 Coeficiente de Modificação.....	41
2.4.8 Estimativa da Rigidez.....	43
2.4.9 Massa Especifica.....	43
2.5 ESTADOS LIMITES.....	43
2.5.1 Generalidades.....	44
2.5.2 Estado Limite Ultimo.....	44
2.5.3 Estado Limite de Utilização ou Serviço.....	44

2.5.4 Tipos de Estados Limites de Utilização ou Serviço.....	45
2.6 CARGAS ACIDENTAIS.....	45
2.7 COMBINAÇÕES.....	45
2.7.1 Generalidades.....	45
2.7.2 Combinações em Estados Limites Últimos.....	46
2.8 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO.....	49
2.8.1 Estado Limite de Utilização.....	49
2.8.2 Estado Limite Ultimo.....	49
2.9 AÇÕES NAS ESTRUTURAS DE MADEIRA.....	50
2.9.1 Cargas Permanentes.....	51
2.9.2 Cargas Acidentais Verticais.....	52
2.9.3 Vento.....	52
2.10 AÇÕES.....	52
2.10.1 Generalidades.....	52
2.10.2 Ações Permanentes.....	53
2.10.3 Ações Variáveis.....	53
2.10.4 Ações Excepcional.....	53
2.10.5 Valores de Cálculo das Ações.....	53
2.10.6 Valores representativos das ações.....	54
2.11 CONDIÇÕES DE SEGURANÇA.....	55
2.12 CARREGAMENTOS.....	56
2.12.1 Carregamentos Normais.....	56
2.12.2 Carregamentos Especiais.....	56
2.12.3 Carregamentos Excepcionais.....	57
2.12.4 Carregamentos de Construção.....	57
2.12.5 Classes de Carregamentos.....	57
2.13 SITUAÇÕES DE PROJETOS.....	58
2.13.1 Generalidades.....	58
2.13.2 Situação Duradoura.....	59
2.13.3 Situação Transitória.....	59

2.13.4 Situação Excepcional.....	59
2.14 CARREGAMENTOS DAS CONSTRUÇÕES CORRENTES COM DUAS CARGAS ACIDENTAIS DE NATUREZAS DIFERENTES - ESTADO LIMITE ÚLTIMO.....	60
2.14.1 Permanentes(G).....	60
2.14.2 Acidentais Verticais(Q).....	60
2.14.3 Vento(W).....	60
2.14.4 Possíveis Combinações.....	61
2.15 RESISTENCIAS A TENSÕES NORMAIS INCLINADAS EM RELAÇÃO AS FIBRAS DA MADEIRA.....	61
2.16 SOLICITAÇÕES NORMAIS.....	62
2.16.1 Generalidades.....	62
2.16.2 Tração.....	62
2.16.3 Compressão.....	63
2.16.4 Flexão Simples Reta.....	64
2.16.5 Flexão Simples Obliqua.....	65
2.16.6 Flexotração.....	67
2.16.7 Flexocompressão.....	68
2.17 SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS.....	68
2.17.1 Cisalhamento.....	68
2.17.2 Vigas Entalhadas.....	70
2.18 ESTABILIDADE.....	71
2.18.1 Generalidades.....	71
2.18.2 Compressão de Peças Curtas.....	72
2.18.3 Compressão de Peças Medianamente Esbeltas.....	73
2.18.4 Compressão de Peças Esbeltas.....	74
2.19 ESTABILIDADE LATERAL DAS VIGAS DE SEÇÃO RETANGULAR.....	76
2.19.1 Generalidades.....	77
2.19.2 Condições Nos Apoios.....	77
2.19.3 Distancias de Contraventamento 1º Caso.....	77
2.19.4 Distancias de Contraventamento 2º Caso.....	78

2.20 VALORES LIMITES DE DEFORMAÇÕES – FLECHAS.....	79
2.20.1 Verificação de Segurança.....	81
3 METODOLOGIA.....	81
3.1 CLASSIFICAÇÃO DO ESTUDO.....	81
3.2 PLANEJAMENTO DO ESTUDO.....	81
3.3 DEFINIÇÃO DO MATERIAL E PROPRIEDADES MECÂNICAS DA VIGA A SER UTILIZADA.....	82
3.4 FATORES DE PONDERAÇÃO.....	84
4 RESULTADOS.....	84
4.1 RESISTENCIAS.....	84
4.1.2 Tração.....	84
4.1.3 Compressão.....	85
4.1.4 Cisalhamento.....	85
4.2 COMBINAÇÕES DAS CARGAS.....	86
4.2.1 Variável.....	89
4.2.2 Permanente.....	89
4.3 DIAGRAMAS DE ESFORÇOS SOLICITANTES.....	90
4.3.1 Permanente.....	90
4.3.2 Variável.....	91
4.4 ESFORÇOS DE PROJETO.....	92
4.5 VERIFICAÇÕES	92
4.5.1 Tensão de Flexão (Dimensionamento).....	92
4.5.2 Tensão de Cisalhamento.....	93
4.6 COMPARAÇÕES.....	93
4.6.1 Tensão Normal.....	94
4.7 REPROJETAR.....	94
4.7.1 Recalque do Cisalhamento.....	95
4.7.2 Verificação da Tensão de Cisalhamento.....	95
4.7.3 Verificação da Estabilidade Lateral.....	96
4.8 VERIFICAÇÃO DA FLECHA (ESTADO LIMITE DE SERVIÇO)	97
4.8.1 Flecha Permanente.....	97

4.8.2 Flecha Variável.....	98
4.8.3 Flecha Admissível.....	98
5 CONCLUSÕES.....	99
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99
ANEXOS.....	100
NOTAS.....	100

1 INTRODUÇÃO

1.1 Tema do Trabalho

O tema do presente trabalho é uma análise estrutural de um mezanino de madeira segundo a NBR 7190.

1.2 Delimitações do Tema

A madeira no Brasil é utilizada para diversos fins, como, depósitos em geral, igrejas, pontes, e em especial em construções cuja seu ambiente seja altamente corrosivo, como prédios que estejam na beira do mar, indústrias químicas, etc.

Nos dias de hoje, tem um certo preconceito com o uso da madeira na construção civil, devido a certos projetos maus elaborados. Geralmente as construções são realizadas por carpinteiros, que no caso são preparados para executar e não projetar, por isso a madeira está vulnerável aos mais diversos problemas, o que causa na sociedade uma visão equivocada sobre o material, estruturas “contaminadas” é que como chamam as estruturas construídas sem projeto, fazendo com que a sociedade tenha menosprezo em relação ao material.

Geralmente as Universidades Brasileiras não oferecem aos Engenheiros um curso bem apropriado ao uso da madeira, assim fazendo com que eles fujam de projetar e dimensionar nesse material, vãos de grande comprimento não recebem o dimensionamento correto, causando assim o comprometimento da estrutura, vindo a aparições de flechas excessivas, torções, problemas com instabilidades, etc.

Outro fator importante em relação ao uso da madeira e que nossa sociedade não conhece, é a questão ecológica, sempre que ao pensarem em dimensionamento de madeira, os leigos sobre o assunto pensam, que construindo com madeira vai causar uma grande devastação nas florestas e apresentar um grande desastre ecológico. O que não sabem é que a madeira é um material renovável, que na sua fase de crescimento ela absorve as impurezas da natureza até a transformar em madeira, e quando vencida sua vida útil não for utilizada, ela devolve a natureza todas as impurezas que ela armazenou ao longo desse tempo, além de levarmos em conta que a extração da madeira é um processo de baixíssimo consumo elétrico e que não polui o meio ambiente.

A madeira é um material abundante no país e renovável, mesmo com os grandes desmatamentos no país, a madeira pode ser reposta na natureza em forma de reflorestamento, ela é um material de fácil manuseio, definição de dimensões e formas, e é adquirida em forma de tora, seu processo é extremamente simples, não requer nada de tecnologia avançada e necessita apenas de um acabamento ficando assim pronta para o uso.

Quando falamos no manuseamento da madeira, ela apresenta uma característica que é uma densidade baixa, correspondendo a aproximadamente um oitavo da densidade do aço, outra vantagem da madeira é que ela tem uma resistência mecânica alta, e de uma forma geral acaba sendo mais resistente que o concreto convencional, fato que é desconhecido por pessoas leigas. A tabela 1 a seguir é um estudo realizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa que corresponde a energia gasta para a produção de 1 tonelada de madeira em relação a outros 2 materiais, aço e concreto.

TABELA 1 -Consumo de energia na produção de alguns materiais

1 tonelada de madeira consome $2,4 \times 10^3$ kcal de energia

1 tonelada de concreto consome 780×10^3 kcal de energia

1 tonelada de aço consome 3000×10^3 kcal de energia

(FONTE: LNEC, 1976)

Além de todos os aspectos que foram citados anteriormente, devemos levar em conta um dos mais importantes que é seu aspecto arquitetônico, a madeira por ser natural, causa uma beleza impactante na estrutura, nos quais a maioria das pessoas gostam.

A madeira pode ser obtida por florestas naturais ou induzidas. Florestas naturais, apesar de seu material ser extremamente natural, ela tem um custo elevado em relação as induzidas, por serem em meios mais distantes da povoação. O reflorestamento nem sempre recompõe a fauna e a flora do local, pois algumas espécies não se adaptam ao seu habit natural, pois as vezes as espécies que são usadas no reflorestamento são diferentes da que já havia ali.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é realizar uma análise estrutural em um mezanino de madeira segundo a NBR 7190, que será utilizado como estoque em uma loja de utensílios em geral.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar uma análise e dimensionar por meio de cálculos (manuais e com softwares), as vigas, e vigotas da estrutura.
- Mostrar as dimensões que atendem os critérios da NBR 7190 e utilizar a menor seção possível, assim tornando a estrutura mais econômica.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Mezanino Definição

Mezanino, nada mais é que o pavimento localizado entre o térreo e o 1º andar do prédio, pode ser acessado através de escadas ou elevadores, também pode ser projetado em lugares onde existe um pé direito alto, assim aproveitando mais o espaço disponível.

Geralmente é utilizado como área aberta, havendo comunicação com o pavimento inferior, ele é não considerado como um andar, mais sim um piso intermediário que interliga 2 pavimentos (térreo, 1ºandar). Mezaninos são vistos com frequência em locais industriais, lojas, bares, restaurantes, etc. Locais onde geralmente seu pé direito é em média de 2,70m. Será abordado nesse trabalho o mezanino em uma loja de roupas em geral, sendo assim aproveitando todo o espaço disponível como estoque, sem atrapalhar o local de funcionamento do comercio.

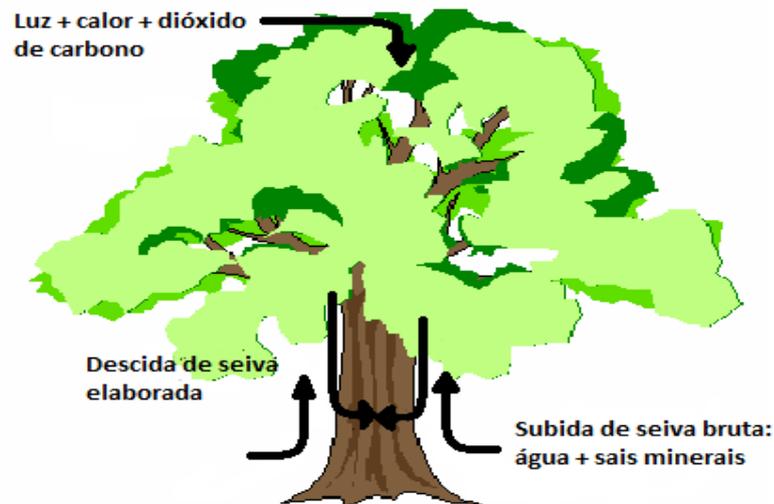
Os Mezaninos também podem ser utilizados em casas, como sacadas, salas de estar, etc. Causando sofisticação e modernidade na residência e também aumentando a área útil da construção.

2.2 Fisiologia da Arvore e Formação da Madeira

A madeira tem o seu processo iniciado pelas raízes, nela é coletada a seiva bruta que nada mais é que água + sais minerais, elas fazem um movimento ascendente pelo alburno atingindo as folhas. Quando se tem luz, calor e acontece a absorção de gás carbônico, ocorre a fotossíntese, assim então formando a chamada seiva elaborada, esta ao contrário da seiva bruta, faz o seu movimento descendente pela periferia e na horizontal em sentido ao centro e se deposita no lenho, formando assim a chamada madeira.

Como sabemos, uma árvore vira a torção quando for feita a extração da casca que envolve todo o perímetro em qualquer lugar do tronco, somente interromper o fluxo ascendente ou descendente da seiva bruta ou elaborada, é como interrompemos o fluxo de sangue para o coração.

Figura 1 – Processo de formação da madeira



Fonte:

<https://madeiraestrutural.wordpress.com/2010/11/24/caracteristicas-e-propriedades-da-madeira/>

2.2.1 Anatomia da Madeira e Classificação das Árvores

Em relação a estruturas as árvores são classificadas em relação a sua anatomia em 02 tipos diferentes: coníferas e dicotiledôneas.

As dicotiledôneas devido a sua maior resistência e maior densidade são conhecidas como madeira dura, elas geralmente se harmonizam melhor com climas quentes, praticamente todas as madeiras da região amazônica entram nesse tipo, irei citar explicitamente apenas algumas das espécies, são elas: Angelim Vermelho, Maracatiara, Jatobá, Angico, Faveiro, Pau Marfim, Garapa, Ipê, Peroba Rosa, etc. Seus elementos anatômicos são raios medulares, fibras e os vasos.

As coníferas devido a sua menor resistência e menor densidade em relação as dicotiledôneas são chamadas de madeiras moles, suas características são as folhas perenes com o formato de agulhas ou escamas, e geralmente são típicas de regiões de clima frio. Os dois exemplos mais importantes desse tipo é o Pinus e o Pinho do Paraná, seus elementos anatômicos são os raios medulares e os traqueídes.

2.3 Vantagens e Desvantagens do Uso Da Madeira

2.3.1 Vantagens

A madeira pode ser adquirida em quantidades elevadas e a um custo baixo, suas reservas renovam-se automaticamente, assim torna-se um material disponível permanente. Pode ser produzida em grandes tamanhos e ao mesmo tempo reduzida a peças delicadas e pequenas. Na maioria dos casos pode ser trabalhada com ferramentas de baixo custo e simples, e ser reutilizada diversas vezes, ela foi o primeiro material a resistir a esforços tanto de tração quanto a compressão, contendo uma resistência mecânica alta e uma baixa massa volumétrica. Comparada a outro material, ela tem ligações com uma facilidade de executar, não estilhaça quando recebe cargas acidentais ou choques bruscos, ela é um excelente isolador térmico e apresenta boa absorção acústica, no seu aspecto natural ela apresenta padrões diversificados. A madeira também tem uma boa elasticidade, ela contém baixa condutibilidade térmica, ela é um isolante dielétrico.

2.3.2 Desvantagens

A madeira é um material de alta combustão, em casos de incêndio isso é um problema. Quando não são tomadas medidas preventivas e sua manutenção não é feita corretamente, ela se torna um alvo fácil para os

agentes externos , assim tendo sua durabilidade diminuída e limitada , a madeira é um material heterogêneo , (Ela não apresenta as mesmas propriedades em toda sua extensão) , e também anisotrópico (Suas propriedades mecânicas dependem das disposições de suas fibras , ela se expande ou se retrai de formas diferentes , dependendo diretamente da variação de umidade do ambiente em que ela esteja).Suas dimensões são bastante limitadas , formas extensas e seção transversal diminuída.

2.4 Propriedades da Madeira

2.4.1 Generalidades

As propriedades da madeira, tanto físicas quanto mecânicas são condicionadas por sua estrutura anatômica, implicando em diferenciar os valores correspondentes a tração dos correspondentes a compressão, assim como os valores que são paralelos as fibras, dos valores transversais a elas, também são condicionadas a distinguir os valores das diversas classes de umidade. Todos parâmetros necessários para diferenciar esses valores estão em anexo na Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/1997. A tabela 2 a seguir apresenta segundo a norma, as dimensões mínimas que devem ser seguidas para peças usadas em projetos estruturais.

TABELA 2 - Seções e Dimensões mínimas para peças de madeira

Seção Mínima	Dimensão Mínima
_____	_____

	(cm ²)	(cm)	
Peças simples	Vigas e barras principais	50	5.0
	Peças secundárias	18	2.5
Peças isoladas das seções múltiplas	Peças principais	35	2.5
	Peças Secundarias	18	1.8

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Basicamente dizendo, para se projetar uma estrutura de madeira, deve-se conhecer suas propriedades com as seguintes características:

- Propriedades físicas e mecânicas da madeira.
- Esforços de compressão, tanto paralelo quanto normais as fibras.
- Esforços de tração paralelo as fibras.
- Modulo de elasticidade da espécie.
- Tensão de cisalhamento
- Embutimento
- Solicitações inclinadas

A seguir, será explicado cada um desses itens para o procedimento estrutural, para maiores informações, deverá ser consultada a norma citada.

2.4.2 Umidade

A umidade é uma das propriedades físicas mais importantes da madeira, pois ela influencia em todas as outras propriedades, ela tem por finalidade ajustar as propriedades tanto de rigidez quanto de resistência em relação ao ambiente em que a estrutura está situada. Todo projeto deve adotar uma das classes de umidade especificado na tabela 3 abaixo:

TABELA 3 - Classes de Umidade

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

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

A umidade é obtida pela expressão:

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100 \quad (1)$$

Onde:

m_1 : Massa úmida.

m_2 : Massa seca.

w : Umidade, em porcentagem (%).

2.4.3 Densidade

Existem dois tipos de densidades, a básica e a aparente. A básica sendo a massa específica convencional, adquirida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado. A massa seca é obtida quando colocamos o corpo de prova em uma estufa a 103°C , até o momento em que sua massa do se torna constante, ou seja , seu valor não altera mais, já o volume saturado, é obtido quando mergulhamos o corpo de prova em água , até que seu peso também se torne constante e não se altere.

A expressão fica dessa maneira:

$$\rho = \frac{Ms}{Vm}$$

(2)

Ms: Massa do corpo-de-prova seca, em quilogramas.

Vm: Volume do corpo-de-prova saturado, em metros cúbicos.

ρ : Densidade básica, em quilogramas por metros cúbicos.

Já a densidade aparente sendo a umidade padrão referencial, calculada para o valor de 12%.

2.4.4 Retratilidade

Retratilidade nada mais é que a diminuição do volume da madeira quando sua umidade é diminuída. Uma medida que previne esta propriedade é o uso de impermeabilizantes, fazer uma secagem boa e adequada ou até mesmo uma pintura. Observando a figura 3, podemos observar que a madeira possui maior retratilidade na direção de tangencial, em seguida radial e depois axial.

Figura 2 – Comparações de retratilidade da madeira

2.4.5 Resistencia

A Resistência nada mais é que a capacidade que a madeira tem de suportar tensões. Para ser determinada, convencionalmente, é a máxima tensão que a madeira consegue suportar sem que ele se deforme ou rompa.

A umidade do meio em que a madeira está situada e a duração do carregamento são considerados pelo coeficiente de modificação K_{mod} , especificados adiante, esses valores sobre a resistência são considerados pelos coeficientes de modificação K_{mod1} e K_{mod2} , explicados em 2.4.7.

2.4.5.1 Classes de Resistência

A classe de resistências tem como objetivo padronizar as propriedades das madeiras existentes, assim facilitando a melhor escolha para seu projeto estrutural, elas foram divididas em 2 grupos básicos: os das coníferas e os das dicotiledôneas. As tabelas 4 e 5 mostra os valores e cada classe separadamente, lembrando que nas duas tabelas as classes estão na condição padrão de referência, ou seja, com a umidade = 12%.

Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{bas,m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C 20	20	4	3500	400	500
C 25	25	5	8500	450	550
C 30	30	6	14500	500	600

Tabela 4 – Classe de resistências das coníferas

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Classes	f_{c0k} MPa	f_{vk} MPa	$E_{c0,m}$ MPa	$\rho_{bas,m}$ kg/m ³	$\rho_{parente}$ kg/m ³
C 20	20	4	9500	500	650
C 30	30	5	14500	650	800
C 40	40	6	19500	750	950
C 60	60	8	24500	800	1000

Tabela 5 – Classe de resistências das dicotiledôneas

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.4.6 Modulo de Elasticidade (E)

Existem diversos tipos de módulos de elasticidade do material, eles são definidos pelo seu tipo e por sua direção em relação as fibras (Paralelos ou Normais). O valor básico é o modulo de elasticidade longitudinal de compressão paralelo as fibras. Segundo a NBR 7190:1997 o valor de E não se modifica para solicitações de tração e de compressão, portanto $E_c = E_t$. A seguir serão mostrados os diferentes tipos de módulos de elasticidade segundo a norma acima, eles são definidos em relação ao seu esforço, podendo ser, tração, compressão, torção e flexão.

-Modulo de elasticidade longitudinal na compressão e na tração paralelo as fibras (E_o):

Obtido através de experimentos segundo a norma NBR 7190:1997.

-Modulo de elasticidade longitudinal normal as fibras (E_{90}):

Pode ser obtido através de ensaios ou por parte do valor obtido acima, através da equação:

$$E_{90} = \frac{E_{90}}{20}$$

(3)

-Modulo de elasticidade longitudinal na flexão (E_m):

Também pode ser obtido através de ensaios específicos ou por parte do valor de E_{90} , pela seguinte equação:

$E_m = 0,85E_{90}$ - Para coníferas;

$E_m = 0,90E_{90}$ - Para dicotiledôneas;

-Modulo de elasticidade transversal (G);

Pode ser calculado através do valor de E_o , com a seguinte equação:

$$G = \frac{E_o}{20}$$

(4)

2.4.7 Coeficiente de Modificação

Os coeficientes de modificação afetam diretamente os valores para cálculo das propriedades da madeira, em função da classe de umidade selecionada, sobre o carregamento nela colocado e sobre um possível uso da madeira de segunda qualidade. Ele é o resultado do produto dos 3 valores de $K_{mod, i}$, ficando assim com a seguinte equação:

$$K_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3}$$

(5)

Onde: k_{mod1} = Tipo de material escolhido e classe de carregamento.

k_{mod2} = Classe de umidade e o tipo de material empregado.

kmod3 = Madeira de primeira ou segunda categoria.

As tabelas a seguir mostram os determinados valores para os determinados coeficientes:

Tabela 6 – Valores de *kmod1*

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

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Tabela 7 – Valores de *kmod2*

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

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Tabela 8 – Valores de *kmod3*

Coníferas	0,8
Dicotiledôneas de 1ª categoria	1,0

Peças de 2ª categoria		0,8
Madeira laminada colada	peças retas	1,0
	peças curvas	$1 - 2000 \left(\frac{t}{r}\right)^2$

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Onde: t : É a espessura das lâminas.

r : É o menor raio de curvatura das lâminas que compõe a seção transversal.

2.4.8 Estimativa da Rigidez

Nas propriedades que dependem da rigidez da madeira, o modulo de elasticidade paralelo as fibras, pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$E_{coef} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} \cdot E_{com}$$

(6)

Já o modulo de elasticidade transversal efetivo é fornecido por:

$$G_{ef} = \frac{E_{coef}}{20}$$

(7)

2.4.9 Massa Especifica

A massa específica real da madeira não varia entre as diferentes espécies, ela assume o valor de 1,5 g/cm³. Já a massa específica aparente muda seu valor de espécie para espécie e pode variar até mesmo numa única arvore, sua massa específica pode variar de acordo com sua localização no tronco e com o teor de umidade que contem nela.

2.5 Estados Limites

2.5.1 Generalidades

Segundo a NBR 7190:1997, os estados limites nada mais é que estados em que a estrutura apresenta desempenhos inadequados para a finalidade da construção, existem dois tipos: estado limite ultimo e o estado limite de serviço ou de utilização.

2.5.2 Estado Limite Ultimo

Esse estado, determina a paralização total ou parcial da estrutura, no projeto de um dimensionamento, deve ser levado em conta quando ocorre as seguintes características:

- Quando se perde o equilíbrio da estrutura inteira ou somente uma parte, considerando a estrutura como um corpo rígido.
- Quando ocorre uma ruptura ou uma deformação excessiva dos materiais.
- Quando a estrutura toda ou uma parte dela se torna um sistema hipoestático, ou seja, ela se torna uma estrutura instável, por não ter ligações interiores e exteriores suficientes, na pratica, quando o número de reações é menor que as equações da estática.
- Quando ocorre uma instabilidade do sistema por uma deformação.
- Quando ocorre uma instabilidade dinâmica (ressonância).

2.5.3 Estado Limite de Utilização ou Serviço

São estados que por uma certa frequência de ocorrência, causam efeitos estruturais que não respeitam o uso normal da construção, assim afetando a durabilidade da devida estrutura. No projeto, esses estados são caracterizados por:

-Deformações excessivas, isso afeta na parte estética da construção, na parte de acabamentos e no uso normal da construção.

-Vibrações excessivas, isso causa um certo desconforto aos usuários da construção e também ao conteúdo inserido nela.

2.5.4 Tipos de Estados Limites de Utilização ou Serviço

De acordo com a norma Brasileira, todas as estruturas de madeira devem ser verificadas para o estado limite de utilização, ela define que podem ocorrer 03 situações diferentes, descritas a seguir:

1º - Deformações fora do normal ou excessivas, causando mudanças no aspecto estético da construção e na sua utilização normal;

2º - Quando ocorre danos em materiais que não são estruturais, devido a deformações da estrutura;

3º - Vibrações além do permitido.

2.6 Cargas Acidentais

As cargas acidentais, são cargas que não ocorrem o tempo todo na vida da estrutura, ela tem uma certa variação, porém é de máxima importância ser levada em conta no projeto, são elas: pessoas, veículos, ventos, mobiliários, etc.

2.7 Combinações

2.7.1 Generalidades

Ações permanentes são consideradas inteiras e em toda a estrutura, já as ações variáveis pegamos as parcelas que causam maior desfavorecimento a ela, assim podendo dimensioná-la com segurança. As ações variáveis moveis, também deve ser considerada na posição de maior desfavorecimento.

Todas as ações incluídas na estrutura devem ser combinadas, e em cada combinação diferente deve ser multiplicada pelo seu respectivo coeficiente de ponderação, escolhendo a de maior valor, logicamente sendo a situação mais desfavorável, assim dimensionando a estrutura com segurança.

2.7.2 Combinações em Estados Limites Últimos

Combinações últimas normais:

$$Fd = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot FG_{i,k} + \gamma_Q \left[FQ_{1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot FQ_{j,k} \right]$$

(8)

Onde: $FG_{i,k}$: Valor característico das ações permanentes;

$FQ_{1,k}$: Valor característico da ação variável que foi considerada como principal para a determinada combinação;

ψ_{0j} e $FQ_{j,k}$: Valores reduzidos de combinação das outras ações variáveis, determinados na tabela 13 abaixo de acordo com seu modelo estrutural.

Em certos casos, deve ser considerado dois tipos de combinações permanentes, um em que ela é favorável e outro desfavorável a segurança da estrutura.

Combinações últimas especiais ou de construção:

$$Fd = \sum_{i=1}^m \Psi Gi \cdot FGi, k + \Psi Q \left[FQ1, k + \sum_{j=2}^n \Psi 0j, ef \cdot FQj, k \right]$$

(9)

Onde: FGi, k : Valor característico das ações permanentes;

$FQ1, k$: Valor característico da ação variável que foi considerada como principal para a determinada combinação;

$\Psi 0j, ef$: Esse valor é igual ao $\Psi 0j$ usado nas combinações normais, salvo quando a ação principal $FQ1$ for de curta duração, caso em que esse termo pode ser considerado igual ao $\Psi 2j$, indicado na tabela 13 abaixo.

Combinações últimas excepcionais:

$$Fd = \sum_{i=1}^m \Psi Gi \cdot FGi, k + FQ, exc + \Psi Q \left[FQ1, k + \sum_{j=1}^n \Psi 0j, ef \cdot FQj, k \right]$$

(10)

Onde:

FQ, exc : Valor da ação excepcional transitório;

Os demais termos, são valores efetivos definidos acima.

Combinações de longa duração

$$Fd, uti = \sum_{i=1}^m FGi, k + \sum_{j=1}^n \Psi 2j \cdot FQj, k$$

(11)

Nessas combinações todos as ações variáveis atuam com os valores na classe de longa duração, os valores dos coeficientes $\Psi 2j$ estão especificados na tabela 13 abaixo.

Combinações de média duração:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (12)$$

Essas combinações são importantes quando existem materiais frágeis que não são estruturais e estão de certa forma ligados a estrutura, sabendo disso o valor da ação variável principal F_{Q1} atua na classe correspondente a média duração, e o restante das ações na classe de longa duração. Os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 estão informados na tabela 13 abaixo.

Combinações de curta duração:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} \cdot F_{Qj,k} \quad (13)$$

Essas combinações são raras de acontecer, ela é levada em conta quando se pretende impedir defeitos por deformações da estrutura, nessas condições a ação variável principal F_{Q1} atua com seu característico valor e as demais na classe de média duração, o coeficiente Ψ_1 é dado na tabela 13 abaixo.

Combinações de duração instantânea:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q,especial} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k} \quad (14)$$

Combinações de duração instantâneas, entra uma ação variável especial o $F_{Q,especial}$ que pertence a classe de duração imediata, as demais variáveis são consideradas com valores que efetivamente possam existir junto com a carga especial, caso não exista este critério as ações podem ser consideradas de longa duração. O coeficiente Ψ_2 , está indicado na tabela 13, abaixo.

2.8 Coeficientes de Ponderação

2.8.1 Estado limite de utilização

Quando levamos em conta o estado limite de utilização, seus coeficientes de ponderação são iguais a 1, ou seja $\gamma_f = 1$.

2.8.2 Estado limite último

Já quando utilizamos o estado limite último, ele pode variar bastante, ele será obtido pelas sequencias de tabelas a seguir:

Tabela 9
Ações

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	1,3	1
Especiais ou de Construção	1,2	1
Excepcionais	1,1	1

permanentes de pequena variabilidade (γ_G ou γ_g)

Tabela 10 - Ações permanentes de grande variabilidade (γ_G ou γ_g)

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

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Tabela 11 - Ações permanentes indiretas (γ_{ϵ})

Combinações	Para efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	1,2	0
Especiais ou de construção	1,2	0
Excepcionais	0	0

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

12

Combinações	Ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
	γ_q ou γ_Q	γ_{ϵ}
Normais	1,4	1,2

permanentes variáveis (γ_q ou γ_Q)

Tabela

- Ações

Especiais ou de construção	1,2	1,0
Excepcionais	1,0	0

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.9 Ações nas Estruturas de Madeiras

Segundo a NBR 7190:1997, em projetos de madeira devem ser levados em conta as seguintes ações usuais além de outras que podem agir:

- Carga permanente;
- Cargas acidentais verticais;
- Impacto vertical;
- Impacto lateral;
- Forças longitudinais;
- Força centrífuga;
- Vento.

Como as ações de impactos verticais, impactos laterais, forças longitudinais e força centrífugas são considerados geralmente em pontes, será explicado somente as cargas permanentes, as acidentais verticais e a força do vento. Para explicação completa, deve ser consultada a norma.

2.9.1 Cargas permanentes

A carga permanente, geralmente é composta pelo peso próprio da estrutura e pelo peso das partes fixas que não são consideradas estruturais, numa avaliação ela sempre é considerada na classe de umidade 1, ou seja, teor de umidade é igual a 12%. Ao final do dimensionamento o peso próprio final não deve diferir de 10 do peso próprio considerado no começo do cálculo. Em estruturas que foram pregadas ou parafusadas, as peças metálicas usadas (pregos ou parafusos) são considerados 3% do peso próprio da estrutura total.

2.9.2 Cargas acidentais verticais

Essas cargas devem ser dispostas na posição mais desfavorável para a estrutura, assim podendo dimensiona-la com segurança, essas cargas estão dispostas nas normas NBR 7187, NBR 6120, NBR 7189 e NBR 7188, ou por outras normas que venham a estabelecer casos especiais.

2.9.3 Vento

Toda ação do vento agindo com seu valor característico é considerado uma carga de curta duração. Quando a ação dos ventos é considerada principal em uma combinação ela deve ter seu valor diminuído em 75%, ou seja, multiplica-se o valor total da ação do vento por 0,75. A ação dos ventos nas edificações deve ser considerada de acordo com a NBR 6123.

2.10 Ações

2.10.1 Generalidades

As ações segundo a norma, são responsáveis por causar esforços ou deformações na estrutura. As forças são consideradas como ações diretas e as deformações que acontecem são indiretas. As ações são divididas em 3 grupos, sendo eles:

2.10.2 Ações Permanentes

São ações que ocorrem com os valores constantes ou com simplesmente pequenas variações e ocorrem durante toda a vida a estrutura.

2.10.3 Ações Variáveis

São ações cuja variação é significativa durante a vida da estrutura.

2.10.4 Ações excepcionais

São ações que tem uma duração extremamente curta e que raramente pode acontecer, porem devemos levar com conta em certos projetos.

2.10.5 Valores de Cálculo das Ações

Os valores de cálculo é definido pelo termo F_d , ele é obtido quando seus representativos valores são multiplicados pelos seus respectivos coeficientes que ponderam esses valores, definido por γ_f .

2.10.6 Valores representativos das ações

Ações variáveis: Para ações variáveis, os valores característicos é definido pelo termo Fk , segundo diversas normas brasileiras específicas.

Peso próprio: Para os valores característicos do peso próprio, usa-se o termo Gk , calculados para as dimensões nominais da determinada estrutura, usando o valor médio do peso específico do material para umidade de 12%.

Outras ações permanentes: São para ações permanentes que não são o peso próprio da estrutura, existem dois valores o superior o valor médio e por fim o inferior, ficando assim respectivamente os termos:

$$Gk, sup > Gm > Gk, inf$$

(15)

Geralmente sempre usamos o Gk, sup , já o valor característico inferior Gk, inf é usado quando a verificação da segurança é diminuída, ou seja, quando as ações permanentes causam estabilidade na estrutura.

Valores reduzidos de combinação($\Psi_0 Fk$): Esses valores são obtidos quando existem ações variáveis de diferentes naturezas, eles são considerados na verificação de segurança em relação ao estado limite último, considerando seu valor principal de Fk e suas demais ações são reduzidas com seus valores de combinação, ficando assim a equação: $\Psi_0 Fk$.

Valores reduzidos de utilização: Esses valores são referentes as condições de segurança relativa à o estado limite de utilização.

Quando temos ações de média durações ou frequentes, utilizamos a expressão: $\Psi_1 Fk$.

Fatores de combinação e fatores de utilização A tabela 13, fornece todos valores de combinações (Ψ_i), que deve ser usado para o calculo de ações nas estruturas.

Tabela 13 – Fatores de combinação e utilização (Ψ_i)

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2 ¹
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2 ¹
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4 ¹
¹ admite-se $\Psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.			

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Quanto temos ações de longa duração ou quase permanentes, utilizamos a expressão: $\Psi_2 F_k$.

2.11 Condições de Segurança

A segurança da estrutura em relação a usuais estados limites, deve ser garantida, respeitando as informações da norma NBR 7190:1997, e também pela condição analítica de segurança, observada na expressão:

$$Sd \leq Rd$$

(16)

Onde ***Sd*** é a solicitação de cálculo e ***Rd*** é a resistência de cálculo, esses valores são determinados em função de suas respectivas variáveis de segurança.

Em certos casos, permite-se usar a resistência de cálculo ***Rd*** como uma fração da resistência característica ***Rk***, obtendo-se a seguinte equação:

$$Rd = k_{mod} \cdot \frac{Rk}{\gamma_w}$$

(17)

Os valores de ***k_{mod}*** e ***γ_w*** são especificados, respectivamente em 2.4.7 e 2.8.2.

2.12 Carregamentos

2.12.1 Carregamento Normal

Um carregamento é considerado normal, quando ocorrem apenas as ações previstas durante o uso da estrutura.

Adota-se que um carregamento normal é considerado da classe de longa duração, tem seu período de duração previsto para o mesmo de referência da estrutura, todo carregamento normal deve ser levado em conta na verificação de segurança, tanto em estados limites últimos quanto de verificação, nele as ações de média e curta duração tem seus valores reduzidos, considerando que a resistência da madeira sejam correspondidas apenas para carregamentos de longa duração.

2.12.2 Carregamento especial

Um carregamento é considerado especial, quando suas ações variáveis de natureza ou intensidade especiais for maior que as do carregamento normal citado acima.

De acordo com a tabela 14 abaixo, um carregamento especial é considerado pela duração acumulada prevista para determinada ação variável especial considerada.

2.12.3 Carregamento excepcional

Um carregamento é considerado excepcional quando nele existe ações que causam efeitos catastróficos para a estrutura.

De acordo com a tabela 14 abaixo, ele pode ser considerado um carregamento de curta duração.

2.12.4 Carregamento de Construção

Esse carregamento deve ser definido em casos particulares, quando houver risco de aparecer estados limites últimos e de utilização durante a construção.

De acordo com a tabela 14 abaixo, ele entra na parte de duração acumulada de uma situação de risco.

2.12.5 Classes de Carregamentos

Todo carregamento é um conjunto de ações que tem probabilidade de ocorrerem ao mesmo tempo, portanto devem ser feitas todas as combinações

possíveis, como citado acima, escolhendo a que causa um efeito mais desfavorável para a estrutura.

As classes de carregamento são definidas pela duração acumulada da ação sobre a estrutura, elas estão indicadas na tabela 14.

Tabela

14 –

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

Classes de carregamento

2.13 Situações de Projeto

2.13.1 Generalidades

Em um projeto de estrutura, são consideradas 03 situações de projeto, são elas: duradouras, transitórias e excepcionais.

Cada estrutura tem um conjunto de situações de projeto que deve ser considerada, porem nem todas as estruturas é necessário levar em conta os 3 tipos existentes.

2.13.2 Situação duradoura

São situações que tem o mesmo período de referência da determinada estrutura, elas são consideradas em todas as estruturas.

Em situações duradouras, quando verificamos sua segurança em relação ao estado limite último, consideramos apenas as combinações ultimas normais do carregamento da estrutura, já quando verificamos para o estado limite de utilização, consideramos as combinações que são quase permanentes de longa duração ou então as combinações frequentes de média duração.

2.13.3 Situação transitória

Essas situações são as que tem duração bem menor que a vida da construção, essa situação é considerada apenas para estruturas que podem sofrer um carregamento especial, tal carregamento sempre deve ser mostrado no seu projeto.

Nesse caso para verificação da segurança, é levado em conta o estado limite de utilização, que são verificados por combinações de duração média ou seja especial, ou combinações que raramente acontecem de curta duração.

2.13.4 Situação excepcional

Essa situação tem uma duração extremamente curta e somente são consideradas na verificação de segurança em relação ao estado limite último. A situação excepcional só é considerada quando as ações excepcionais do projeto não podem ser garantidas de outras maneiras, como colocando elementos físicos de proteção da estrutura ou a mudança da concepção estrutural escolhida.

Ela deve ser explícita no projeto para construções particulares, para que sempre haja considerações dessa situação.

2.14 Carregamentos das Construções Correntes Com Duas Cargas Acidentais de Naturezas Diferentes – Estado Limite Ultimo

De acordo com a NBR 7190:1997, o dimensionamento de construções em que haja duas cargas acidentais verticais de naturezas diferentes, deve ser feita em função de situações duradouras do carregamento, nele deve ser considerado:

2.14.1 Permanentes(G)

Que no caso é o peso próprio da estrutura e também o peso dos elementos que não podem ser retirados dela.

2.14.2 Acidentais verticais(Q)

Essas cargas são consideradas de longa duração, e sempre são colocadas na situação mais desfavorável para a estrutura, assim garantindo a melhor segurança.

2.14.3 Vento(W)

Estabelecido de acordo com 2.9.3.

2.14.4 Possíveis Combinações

Existem duas maneiras possíveis de combinação:

1º caso: Considerando-se a carga vertical acidental e todos seus efeitos dinâmicos como a principal ação variável da estrutura, ficando assim com a seguinte expressão:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} \cdot G_{ik} + \gamma_Q \cdot [Q_k + \psi_{0w} \cdot W_k]$$

(18)

Como podemos observar, a ação acidental vertical tem seu valor reduzido, conforme especificado em 2.7.2, já a ação do vento é considerada como secundária e tem o seu valor completo.

2º caso: Considerando-se a ação do vento como variável principal, ficando assim com a seguinte equação:

$$F_d = \sum \gamma_{Gi} \cdot G_{ik} + \gamma_Q \cdot [0,75W_k + \psi_{0Q} \cdot Q_k]$$

(19)

Como podemos observar o vento é tomado como ação principal da estrutura e tem seu valor reduzido em 75% do seu valor total, e as ações de cargas verticais acidentais tem seu valor estabelecido.

2.15 Resistências a Tensões Normais Inclinadas Em Relação As Fibras Da Madeira

Quando existem estruturas com tensões normais inclinadas em relação as fibras da madeira, podemos calcula-las com a formula de Hankinson, assim reduzindo sua resistência, a expressão é a seguinte:

$$f_{\alpha} = \frac{f_0 \cdot f_{90}}{f_0 \cdot (\sin \alpha)^2 + f_{90} \cdot (\cos \alpha)^2}$$

(20)

Quando temos casos em que a inclinação (α) é menor que 6°, ou seja, seu arco tangente é igual a 0,10, consideramos que a tensão é paralela as fibras, assim não sendo necessário a utilização da formula de Hankinson indicada acima.

2.16 Solicitações Normais

2.16.1 Generalidades

Todas peças que sofrem solicitações normais, apresentam tensões de diferentes naturezas, elas podem estar comprimidas ou tracionadas, para dimensionar com segurança comparamos a tensão que atua na estrutura com a resistência característica de cálculo, para os diferentes tipos de solicitações.

2.16.2 Tração

Para se dimensionar uma peça tracionada axialmente com segurança, devemos considerar que a tensão de tração que atua na peça é menor ou igual a resistência de cálculo a tração, ficando assim:

$$\sigma_{td} \leq f_{td} \quad (21)$$

Quando se permite ignorar a possível inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça, ou seja, (α) for menor que 6° ($\arctg = 0,10$), usamos:

$$f_{td} = f_{t0,d} \quad (22)$$

Para inclinações maiores que 6° , devemos usar a formula de Hankinson citada acima, admitindo-se então:

$$f_{td} = f_{t\alpha,d} \quad (23)$$

2.16.3 Compressão

Quando temos barras comprimidas que seu λ é ≤ 40 , são consideradas peças curtas, quando suas tensões são axiais a peça, sua condição de segurança fica da seguinte maneira:

$$\sigma_{cd} \leq f_{cd} \quad (24)$$

Ignorando-se a possível inclinação de suas fibras em relação ao seu eixo longitudinal, podendo ser comprimida até um ângulo (α) menor que 6° ($\arctg = 0,10$), usamos:

$$f_{cd} = f_{c0, d}$$

(25)

Para inclinações maiores que 6°, devemos usar a formular de Hankinson citada acima, admitindo-se então:

$$f_{cd} = f_{c\alpha, d}$$

(26)

Para compressões normais, ou seja, quando a carga estiver numa inclinação de 90°, ou seja, $\alpha = 90^\circ$, resistência de cálculo tem seu valor multiplicado pelo coeficiente α_n , indicado na tabela 15 abaixo, a utilização desse coeficiente somente deve ser usado quando a carga estiver pelo menos 7,5 da extremidade da peça, caso contrário, adota-se $\alpha_n = 1,0$, sua condição se segurança ficando assim:

$$\sigma_{c90, d} \leq f_{c90, d}$$

(27)

Onde o valor de $f_{c90, d}$ é obtido pela seguinte expressão:

$$f_{c90, d} = 0,25 \cdot f_{c0, d} \cdot \alpha_n$$

(28)

Tabela 15 – Valores do coeficiente (α_n)

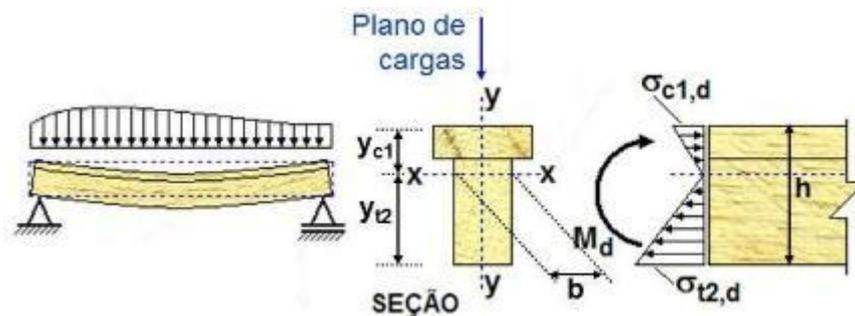
Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.16.4 Flexão simples reta

Para essa análise, observamos uma seção transversal, com um momento fletor M_d , causando assim uma tensão normal distribuída linearmente na altura da seção, e causando simultaneamente compressão na parte superior e tração na parte inferior, conforme mostra a figura abaixo:

Figura 3 - Distribuição de tensões normais na flexão simples reta



Fonte: <https://www.docsity.com/pt/apostila-de-estruturas-de-madeira/4893939/>

Esses casos consideramos o vão teórico igual ao menor dos dois valores abaixo:

a - Distância entre eixos dos apoios;

b - O vão livre acrescentado da altura da seção no meio do vão, não consideramos acréscimos maior que 10 cm.

Segundo a norma, a linha neutra dessa peça coincide com o centro de gravidade da seção, da linha neutra até a fibra mais tracionada é definido como y_{t2} e da linha neutra até a fibra mais comprimida y_{c1} , ficando assim a verificação de segurança desse caso da seguinte maneira:

$$\text{-Fibras comprimidas: } \sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{I} \cdot y_{c1} \leq f_{c0d}$$

(29)

$$\text{-Fibras tracionadas: } \sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{I} \cdot y_{t2} \leq f_{t0d}$$

(30)

Onde I é o momento de inércia resistente em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor M_d atuante.

2.16.5 Flexão simples oblíqua

Este caso geralmente é usado quando temos terças em coberturas de telhados, conforme figura 4 abaixo, assim contendo dois eixos em volta dos que existem o efeito de flexão, em relação à segurança existem duas verificações, e as duas podem ser usadas tanto para tensão de tração quanto de compressão, sempre usa-se a mais crítica delas:

$$1^\circ \text{ caso: } \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (31)$$

$$2^\circ \text{ caso: } k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (32)$$

Onde: $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas atuantes em relação aos seus respectivos eixos;

f_{wd} : é a resistência de cálculo, em relação a tensão que nela atua, ficando da seguinte maneira:

f_{wd} : f_{c0d} – Bordas comprimidas;

f_{wd} : f_{t0d} - Bordas tracionadas;

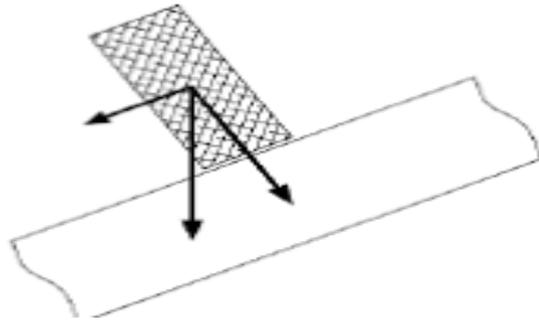
k_M : Conhecido como coeficiente de correção, tem seu valor tomado em relação a sua seção, ficando assim:

k_M : 0,5 – Seções retangulares;

k_M : 1,0 – Demais seções;

Nota-se que quando tivermos estruturas com fibras inclinadas em um devido ângulo $\alpha > 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), adota-se o termo **fwd** de acordo com as explicações em 2.16.5.

Figura 4 - Flexão Oblíqua



Fonte: <https://questoes.grancursosonline.com.br/questoes-de-concursos/engenharia-civil/946950>

2.16.6 Flexotração

Para a verificação de segurança, obtém-se o valor mais rigoroso das duas equações a seguir que são aplicadas no ponto onde a borda tracionada tem seu maior valor, considera-se uma função linear devido aos seus esforços normais de tração.

$$1^\circ \text{ caso: } \frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0d}} + kM \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0d}} \leq 1 \quad (33)$$

$$2^\circ \text{ caso: } \frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0d}} + kM \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0d}} \leq 1 \quad (34)$$

Onde:

$\sigma_{Nt,d}$: é o valor de cálculo da parcela de tensão normal que atua na estrutura, referente apenas o valor da força normal de tração;

ft0d: é a resistência de cálculo de tração paralela as fibras;

Os demais símbolos foram indicados acima em 2.16.5, no caso de peças com fibras inclinadas com ângulo $\alpha > 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), os valores de **ft0d** e **fc0d**, são substituídos por **ft α d** e **fc α d**, conforme explicados em 2.16.5.

2.16.7 Flexocompressão

Semelhantemente com o caso da flexo-tração, a verificação de segurança para peças flexo-comprimidas é feita pela mais crítica das duas equações a seguir, onde são aplicadas no ponto onde a borda é mais comprimida, observa-se que as tensões devido à força de compressão formam uma função quadrática.

$$1^\circ \text{ caso: } \left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0d}} \right)^2 + kM \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0d}} \leq 1 \quad (35)$$

$$2^\circ \text{ caso: } \left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0d}} + kM \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0d}} \leq 1 \quad (36)$$

Onde:

$\sigma_{Nc,d}$: valor de cálculo referente a tensão normal atuante na estrutura em relação apenas a força normal de compressão;

fc0d: resistência de cálculo de compressão paralela as fibras;

Os demais símbolos foram indicados acima em 2.16.5, no caso de peças com fibras inclinadas com ângulo $\alpha > 6^\circ$ ($\arctg = 0,10$), os valores de **ft0d** e **fc0d**, são substituídos por **ft α d** e **fc α d**, conforme explicados em 2.16.5

2.17 Solicitações Tangenciais

2.17.1 Cisalhamento

Em vigas fletidas de madeira, as tensões de cisalhamento são consideradas como esforços nas fibras na direção longitudinal da seção transversal causada pela força cortante, sua verificação de segurança deve ser feita da seguinte maneira:

$$\tau_d \leq f_{v0d} \quad (37)$$

Onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento que atua no ponto mais solicitado da seção, e é expressa pela seguinte expressão:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{A} \quad (38)$$

Onde: **A**: área da seção transversal;

V_d: força cortante;

f_{v0d}: resistência ao cisalhamento;

O valor de **f_{v0d}**, pode ser obtido através de ensaios, porem a norma NBR 7190:1997, permite que adotamos os seguintes valores, conforme explicados abaixo:

$$f_{v0d} = 0,12 \cdot f_{c0d} \quad (39)$$

- Para coníferas;

$$f_{v0d} = 0,10 \cdot f_{c0d} \quad (40)$$

– Para dicotiledôneas;

Cargas concentradas junto aos apoios diretos: Em certas vigas de altura h , que recebem cargas concentradas que produzem tensões de compressão no eixo longitudinal e que estejam a uma distância $a \leq 2h$ do eixo

que passa pelo apoio, podem ser calculadas com uma tensão de cisalhamento reduzida, ficando assim com a seguinte expressão:

$$V_{red} = V \cdot \frac{a}{2h} \quad (41)$$

Onde: **a**: distância do eixo do apoio;

h: altura da seção;

V: força cortante atuante original;

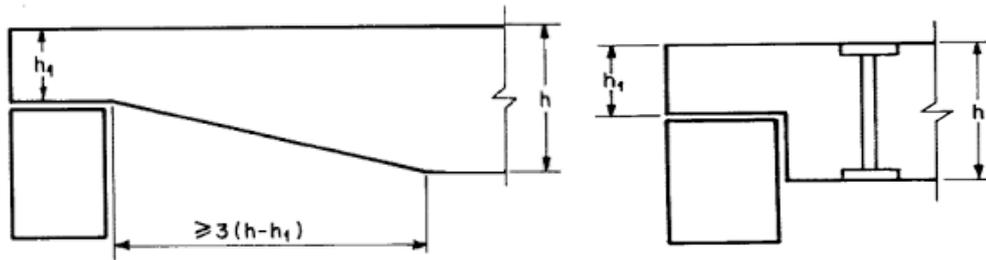
2.17.2 Vigas entalhadas

Nesses casos de vigas com reduções bruscas de altura na seção transversal devido a entalhes, deve-se haver um aumento da tensão de cisalhamento ou da própria força cortante, sempre respeitando a condição $h_1 > 0,75h$, ficando assim a seguinte expressão:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{bh_1} \cdot \left(\frac{h}{h_1} \right) \quad (42)$$

Caso aconteça de não satisfazer a condição $h_1 > 0,75h$, a norma NBR 7190:1997, diz “recomenda-se o emprego de parafusos verticais dimensionados à tração axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida”, outra possibilidade é empregar mísulas de comprimento que não seja menor que três vezes a altura do determinado entalhe, sempre respeitando a seguinte condição $\frac{h_1}{h} \geq 0,5$, conforme a figura 5 abaixo.

Figura 5 - Entalhe com mísula, Emprego de parafusos verticais, respectivamente.



Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.18 Estabilidade

2.18.1 Generalidades

Além da verificação da segurança pela resistência da peça, deve-se verificar a estabilidade dela em função do seu índice de esbeltez, todas as peças devem ser dimensionadas considerando-se uma excentricidade accidental do esforço de compressão, proveniente de possíveis deformações geométricas da peça e a excentricidade inevitável dos carregamentos, também levamos em conta todos acréscimos dessas excentricidades causadas pelo efeito de segunda ordem e, peças esbeltas e a fluência da madeira.

Todas essas informações e condições são impostas pelo índice de esbeltez de cada peça, determinado pela seguinte expressão:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}$$

(43)

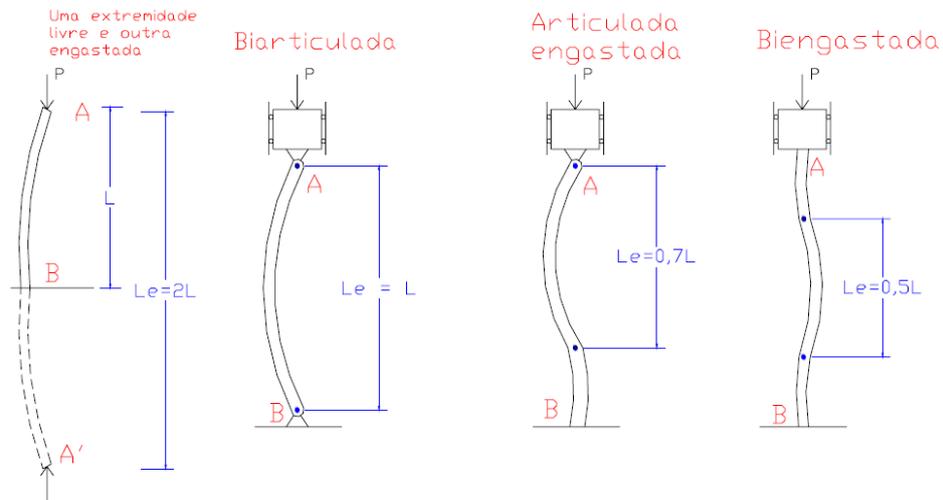
Onde:

L₀: comprimento teórico de referência;

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

O comprimento teórico de referência, é determinado de acordo com os apoios da peça, observa-se a figura 6 abaixo:

Figura 6 - Comprimentos teóricos de referência



Fonte: <https://www.docsity.com/pt/relatorio-de-resistencia-dos-materiais-ensaio-de-flambagem/4746538/>

Definimos então:

- : $L_0 = 2L$ (barras engastadas-livre);
- : $L_0 = L$ (barras biarticuladas)
- : $L_0 = 0,7L$ (barras articuladas engastada);
- : $L_0 = 0,5L$ (barras bi engastadas);

O valor do raio de giração mínimo é determinado pela seguinte expressão:

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$

(44)

A excentricidade acidental mínima devida as deformações geométricas da peça, é determinada pela expressão:

$$ea = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30}$$

(45)

2.18.2 Compressão de peças curtas

Para o caso de peças curtas, ou seja, $\lambda \leq 40$, que em sua situação de projeto são considerado apenas os esforços de compressão simples, dispensa-se a consideração de efeitos de flexão, caso o contrário, peças que são flexocomprimidas, devem seguir as condições de segurança especificados em 2.16.7 com seus devidos momentos fletores determinados na situação de projeto.

2.18.3 Compressão de peças medianamente esbeltas

Peças medianamente esbeltas são aquelas em que seu índice de esbeltez λ , atenda a seguinte condição $40 < \lambda \leq 80$, são submetidas na situação de projeto a flexocompressão, com os esforços de cálculo Nd e $M1d$, em relação a força normal e o momento fletor respectivamente, além da verificação de segurança indicada em 2.16.7, deve-se fazer a verificação da instabilidade em relação ao estado limite último pela teoria da validade que foi comprovada experimentalmente. Considera-se uma peça estável se no ponto mais comprimido da seção transversal for atendida a condição a seguir:

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

(46)

Onde: σNd : valor de cálculo da tensão de compressão causada pela força normal de compressão;

σMd : valor de cálculo da tensão de compressão causado pelo momento fletor Md , determinado pela expressão:

$$Md = Nd \cdot ed$$

(47)

Onde:

$$e_d = e_1 \cdot \left(\frac{F_e}{F_e - N_d} \right) \quad (48)$$

Sendo:

$$e_1 = e_i + e_a \quad (49)$$

Onde a excentricidade inicial é determinada assim:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \geq \frac{h}{30} \quad (50)$$

Observa-se que a excentricidade inicial deve ser um valor maior que $h/30$, onde “h” é a altura da seção transversal.

A carga crítica F_e , é determinada pela expressão a seguir, os demais itens são explicados acima em 2.18.1;

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0, ef} \cdot I}{L_0^2} \quad (51)$$

Onde I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao plano de flexão que está verificando sua segurança, e o valor de $E_{c0, ef}$ foi especificado em 2.4.8.

A excentricidade acidental mínima é expressa da seguinte maneira:

$$e_a = \frac{L}{300} \quad (52)$$

2.18.4 Compressão de peças esbeltas

Peças consideradas esbeltas são aquelas em que seu índice de esbeltez λ , atende a seguinte condição $\lambda > 80$, não ultrapassando o valor de 140, submetidas a flexocompressão na situação de projeto com os esforços atuantes Nd e $M1d$, a verificação de instabilidade no estado limite último é feita com a mesma condição acima, indicada nas equações 46 e 47 e novamente abaixo:

$$\frac{\sigma Nd}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma Md}{f_{c0,d}} \leq 1 \quad (53)$$

Onde:

$$Md = Nd \cdot e_{1,ef} \cdot \left(\frac{F_e}{F_e - Nd} \right) \quad (54)$$

Onde a força crítica F_e é indicado na equação 51 e a excentricidade efetiva de primeira ordem $e_{1,ef}$ é calculada da seguinte maneira:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c \quad (55)$$

Onde e_i é a excentricidade de primeira ordem calculada na situação de projeto, e_a é a excentricidade acidental mínima, e e_c a excentricidade suplementar que corresponde a fluência da madeira.

As excentricidades citadas acima são calculadas da seguinte maneira:

$$e_i = \frac{M1d}{Nd} = \frac{M1gd + M1qd}{Nd} \quad (56)$$

Sendo $M1gd$ e $M1qd$, os valores da situação de projeto decorrentes dos momentos causados pelas cargas permanentes e variáveis, respectivamente.

ea: excentricidade accidental mínima, indicada na equação 52.

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot \left\{ \exp \left(\frac{\varphi [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_e - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]} \right) - 1 \right\} \quad (57)$$

Com $\Psi_1 + \Psi_2 \leq 1$.

Os valores de N_{gk} e N_{qk} , são os valores característicos da força normal permanente e variável, respectivamente, os valores de Ψ_1 e Ψ_2 foram indicados na tabela 13.

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}} \quad (58)$$

$M_{1g,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor referente apenas as ações permanentes.

O coeficiente de fluência φ da madeira é dado na tabela 16 abaixo:

Tabela

16 -

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

Coeficiente de fluência φ

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.19 Estabilidade Lateral Das Vigas De Seção Retangular

2.19.1 Generalidades

Vigas fletidas em que suas fibras sofrem compressão, ficam sujeitas a uma possível perda de estabilidade lateral sendo assim então além da verificação da condição de segurança citada anteriormente, verifica-se para estado limite ultimo de estabilidade lateral, devem ser atendidas 03 condições para que a viga seja segura em relação a sua estabilidade.

2.19.2 Condições Nos Apoios

Essa é a mínima condição para que uma viga esteja em segurança em relação a sua estabilidade lateral, ela deve conter apoios em suas extremidades que impeça a rotação ao longo do seu eixo longitudinal, evitando assim um possível tombamento da estrutura.

2.19.3 Distancias do Contraventamento 1º Caso

A NBR define que deve existir elementos que impeçam a rotação da viga ao longo de seu eixo longitudinal, esses elementos estão distribuídos em todo o comprimento L da viga e afastados a uma distância L_1 entre si, assim

uma viga segura em relação a estabilidade lateral deve satisfazer a seguinte condição:

$$\frac{L1}{b} \leq \frac{Eco, ef}{\beta M \cdot fcod}$$

(59)

Onde o coeficiente βM é obtido pela seguinte expressão:

$$\beta M = \frac{1}{0,26\pi} \cdot \frac{\beta E}{\gamma f} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{2/3}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}}$$

(60)

O Valor de βM quando $\gamma f = 1,4$ e $\beta E = 4$ pode ser obtido da tabela a seguir com relação a sua altura “h” e sua base “b”:

Tabela 17 - Coeficiente de correção βM

$\frac{h}{b}$	βM
1	6,0
2	8,8
3	12,3
4	15,9
5	19,5
6	23,1
7	26,7
8	30,3
9	34
10	37,6
11	41,2
12	44,8
13	48,5
14	52,1
15	55,8
16	59,4
17	63
18	66,7
19	70,3

20	74
----	----

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

2.19.4 Distancias do Contraventamento 2º Caso

Quando a razão $L1/b$, não se enquadra na situação acima, ou seja:

$$\frac{L1}{b} \geq \frac{Eco, ef}{\beta M \cdot fcod}$$

(61)

Então a segurança da peça é aceita quando a seguinte condição for satisfeita:

$$\sigma c1, d \leq \frac{Eco, ef}{\beta M \cdot \left(\frac{L1}{b}\right)}$$

(62)

2.20 Valores Limites De Deformações – Flecha

Tais valores limites podem ser estabelecidos em condições especiais pelo proprietário da construção ou por normas especiais.

A tabela 18 mostrada abaixo, indica os valores estabelecidos pela norma como limites de deformações em construções correntes, ligadas aos valores das flechas máximas causadas pelas cargas acidentais e permanentes.

Tipo de vão livre	Flecha
Vãos normais	L/200 (L = vão livre)

Balanços	$L/100$ (L = comprimento do balanço)
----------	--------------------------------------

Tabela 18 – Limites de deformações

Fonte: Google Imagens

Quando ocorre flechas causadas pelo efeito do peso próprio da estrutura, elas são compensadas por contra flechas, levando em conta que estas não sejam superior a seguinte relação $L/300$ para peças bi apoiadas e $L/150$ para peças em balanços, sempre devem ser distribuídas em forma de parábolas ao longo do vão da determinada estrutura.

Tabela 19 – Flechas para alguns casos usuais

TABELA 3.1a				
DESLOCAMENTOS ELÁSTICOS EM VIGAS				
CASO	VINCULAÇÃO E CARREGAMENTO	FLECHA		EQUAÇÃO DA ELÁSTICA
		w_{max}	x	
1		$\frac{1}{8} \frac{p \ell^4}{EI}$	0	$\frac{p \ell^4}{24EI} (\alpha^4 - 4\alpha + 3)$
2		$\frac{1}{30} \frac{p \ell^4}{EI}$	0	$\frac{p \ell^4}{120EI} (\alpha^5 - 5\alpha + 4)$
3		$\frac{11}{120} \frac{p \ell^4}{EI}$	0	$\frac{p \ell^4}{120EI} (-\alpha^5 + 5\alpha^4 - 15\alpha + 11)$
4		$\frac{1}{3} \frac{P \ell^3}{EI}$	0	$\frac{P \ell^3}{6EI} (\alpha^3 - 3\alpha + 2)$
5		$\frac{1}{2} \frac{M \ell^2}{EI}$	0	$\frac{M \ell^2}{2EI} (1 - \alpha)^2$
6		$\frac{5}{384} \frac{p \ell^4}{EI}$	$0,5\ell$	$\frac{p \ell^4 \alpha}{24EI} (\alpha^3 - 2\alpha^2 + 1)$

Fonte: <https://www.acad.eng.br/momento-da-laje-vao-curto/>

Quando temos o caso de flexão oblíqua devem ser feitas as verificações para cada um dos planos de flexão separadamente, sem decompor a resultante.

O Cálculo das flechas pode ser definido por qualquer um dos processos da mecânica das estruturas, geralmente emprega-se o princípio dos trabalhos virtuais, mais conhecido como processo da carga unitária, em certos casos torna-se necessário o cálculo da flecha máxima, assim fazendo valer a habilidade de cada calculista.

As tabelas 18 e 19 citada acima, economiza tempo nesse processo, dando o valor de alguns casos de flechas usuais, facilitando todo esse processo, lembrando sempre que a superposição de efeitos somente é válida para situações convencionais de cálculo.

2.20.1 Verificação de Segurança

Para considerar que uma estrutura está em segurança em relação ao seu estado limite de utilização é necessário que o valor do efeito causado pela ação, nomeado de $S_{d,uti}$, sempre seja igual ou menor que o valor estabelecido pela normal como limite, nomeado de S_{lim} , ficando assim com a seguinte condição:

$$S_{d,uti} \leq S_{lim}$$

(63)

Para calcular o valor das ações, usamos a expressão citada em 2.10, adotamos o valor do coeficiente $\gamma_f = 1,0$ e os coeficientes de combinação ψ_1 e ψ_2 , usamos o mesmo apresentado na tabela 13, já citada.

3 METODOLOGIA

3.1 Classificações do Estudo

Este estudo poder ser considerado como exploratório, pois se trata da verificação da viga de um mezanino de uma loja de utensílios em geral, em relação a NBR 7190.

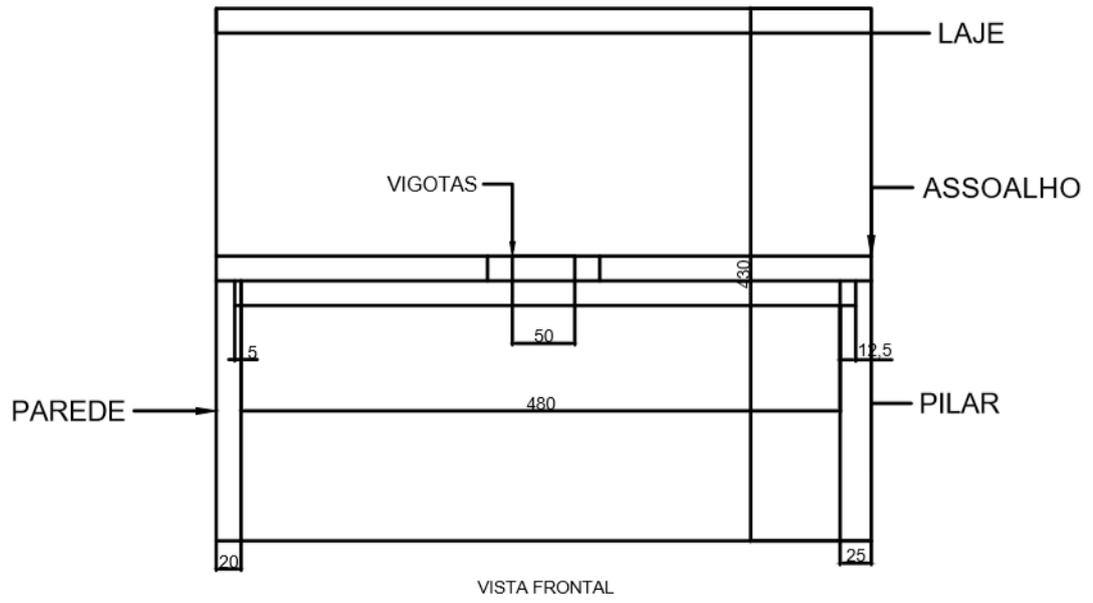
3.2 Planejamento do Estudo

Para este estudo de verificação da viga do mezanino, serão realizadas as seguintes etapas:

- Definir qual madeira é usada no dimensionamento;
- Definir as cargas permanentes e variáveis que atuam na estrutura;
- Determinar os diagramas de esforços cortantes e momentos fletores
- Verificação dos resultados, conferindo com a norma NBR 7190;
- Caso haja discrepância, atualizar os resultados e reprojeter a viga, de uma maneira que atenda todos critérios.

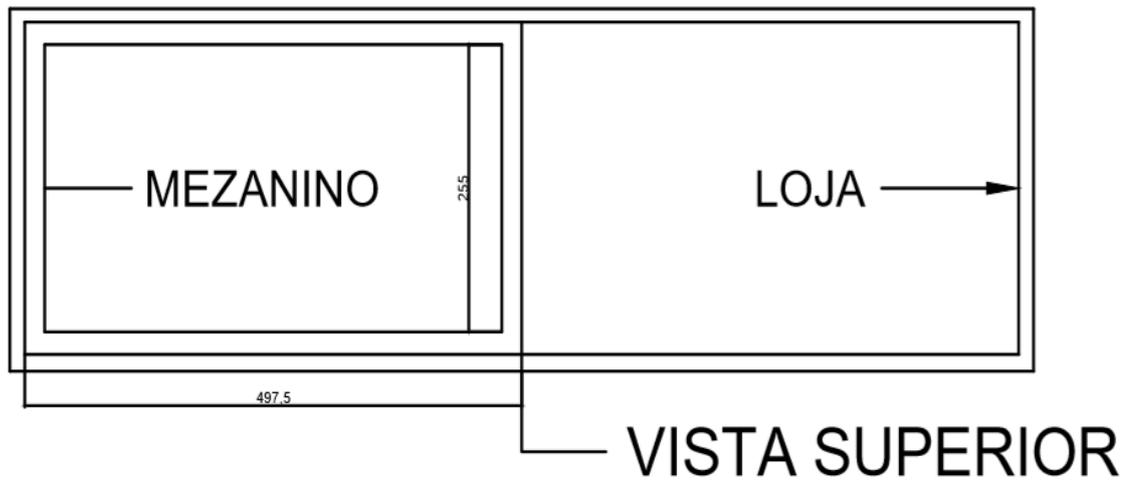
3.3 Definição do material e propriedades mecânicas da viga a ser utilizada

- Vista Frontal da Loja e da viga



Fonte: Auto Cad, Autoria Propria

-Vista Superior da Loja:



Fonte: Auto Cad, Autoria própria

-Seção Transversal:



Fonte: Auto Cad, Autoria própria

A madeira utilizada nesse dimensionamento foi o Eucalipto Saligna, o valor da sobrecarga de uso e ocupação foi de 200 kg/m, já o peso das vigotas e do assoalho é de 30kg/m, e o espaçamento entre vigotas é 50cm, e a seção transversal da viga é de $b = 10\text{cm}$ e $h = 20\text{cm}$, com isso obteve-se as seguintes premissas:

$F_{to} = 95 \text{ Mpa};$

$F_{co} = 46,8 \text{ MPA};$

$E_{co} = 14933 \text{ Mpa};$

$$F_v = 8,2 \text{ Mpa};$$

$$\rho = 731 \text{ Kg/m}^3;$$

Como fica, mais fácil o dimensionamento em cm, serão transformadas todas as unidades para Kn/cm, ficando assim então

$$F_{to} = 9,550 \text{ Kn/cm}^2;$$

$$F_{co} = 4,680 \text{ Kn/cm}^2;$$

$$E_{co} = 1493,30 \text{ Kn/cm}^2;$$

3.3 Fatores de ponderação

Os fatores de ponderação explicados em 2.4.7, 2.8.2, são obtidos através das características do material, e da Norma, assim definidos como:

$$Y_g = 1,4;$$

$$Y_q = 1,4;$$

$$K_{mod} = 0,56;$$

$$Y_{wt} = 1,8;$$

$$Y_{wc} = 1,4;$$

$$Y_{wv} = 1,8;$$

4 RESULTADOS

4.1 Resistências

4.1.2 Tração

$$f_{tod} = k_{mod} x \frac{0,7 x F_{to}}{\gamma_{wt}} \quad (64)$$

$$f_{tod} = 0,56 x \frac{0,7 x 9,550}{1,8} \quad (65)$$

$$f_{tod} = 2,080 \text{ Kn/cm}^2 \quad (66)$$

4.1.3 Compressão

$$f_{cod} = k_{mod} x \frac{0,7 x F_{co}}{\gamma_{wc}} \quad (67)$$

$$f_{cod} = 0,56 x \frac{0,7 x 4,680}{1,4} \quad (68)$$

$$f_{cod} = 1,310 \text{ Kn/cm}^2 \quad (69)$$

4.1.4 Cisalhamento

$$f_{vd} = k_{mod} x \frac{0,7 x F_{co}}{\gamma_{wc}} \quad (70)$$

$$f_{vd} = 0,56 x \frac{0,7 x 0,82}{1,8} \quad (71)$$

$$f_{vd} = 0,179 \text{ Kn/cm}^2 \quad (72)$$

4.2 Combinações das cargas

O modelo de cálculo adotado, contém um pilar em uma extremidade e do outro lado a viga se engasta na parede em 10cm, ficando assim então:

$$L = 480 + \left(\frac{10}{2}\right) + \left(\frac{25}{2}\right) \quad (73)$$

$$L = 497,5 \text{ cm} \quad (74)$$

Sabemos que $q = \frac{F}{L}$ (75)

, e $F = P \times A$ (76)

Onde:

q = Carga;

F = Força;

P = Pressão;

A = Área;

Sabendo que a área, que será considerado pra cada viga é a metade da área total, temos que:

$$A = L \times \frac{w}{2} \quad (77)$$

Substituindo a equação 77, na equação da 76, temos que:

$$F = P \times L \times \frac{w}{2} \quad (78)$$

E posteriormente substituindo a equação 78 na equação 75, temos então:

$$q = \frac{Pw}{2} \quad (79)$$

Para a carga variável:

$$qq = \frac{Pq \times w}{2} \quad (80)$$

Para a carga permanente:

$$qg = \frac{Pg \times w}{2} \quad (81)$$

e, conseqüentemente

$$q = \frac{P \times A}{L} \quad (82)$$

$$q = \frac{P \times \frac{255}{2} \times 497,5}{497,5} \quad (83)$$

$$q = 127,5 \times P \quad (84)$$

$$P = \left\{ \frac{PQ = 200 \text{ kg/m}^2}{PG = PGI + \frac{\text{Peso viga}}{\text{Comprimento}}} \right. \quad (85)$$

Onde:

$$PGI = 30 \text{ kg/m}^2;$$

$$\frac{\text{Peso viga}}{\text{Comprimento}} = \frac{mg}{L}$$

(86)

Onde:

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2;$$

$$m = \rho \times V$$

(87)

Logo:

$$\rho = \frac{M}{v}$$

(88)

Onde:

$$\rho = 730 \text{ kg/m}^3$$

$$V = L \times H \times B$$

(89)

Portanto, substituindo as equações 87 e 88 na equação 86, e adotando as unidades corretas, temos que:

$$\frac{\text{Peso viga}}{\text{Comprimento}} = \frac{9,81}{10^9} \times H \times B \times \rho$$

(90)

Onde:

H e B, Estão em cm

ρ , está em Kg/m³;

Contudo, para finalizar as cargas permanentes e variáveis da viga, substituindo os valores, e transformando as unidades, temos que:

4.2.1 Variável

$$qQ = 127,5 \times PQ \quad (91)$$

$$PQ = 200 \frac{Kg}{m^2} = \frac{200 \times 9,81}{10^7} \quad (92)$$

$$PQ = 0,1962 \times 10^{-3} \frac{Kn}{cm^2} \quad (93)$$

$$qQ = 127,5 \times 0,1962 \times 10^{-3} \quad (94)$$

$$qQ = 0,0250 \frac{Kn}{cm} \quad (95)$$

4.2.2 Permanente

$$qG = PG \times 127,5 + \frac{\text{Peso viga}}{\text{Comprimento}} \quad (96)$$

$$PG = 30 \frac{Kg}{m^2} = \frac{30 \times 9,81}{10^7} \quad (97)$$

$$PG = 0,0294 \times 10^{-3} \frac{Kn}{cm^2} \quad (98)$$

$$qG = 0,0294 \times 10^{-3} \times 127,5 + 20 \times 10 \times 731 \quad (99)$$

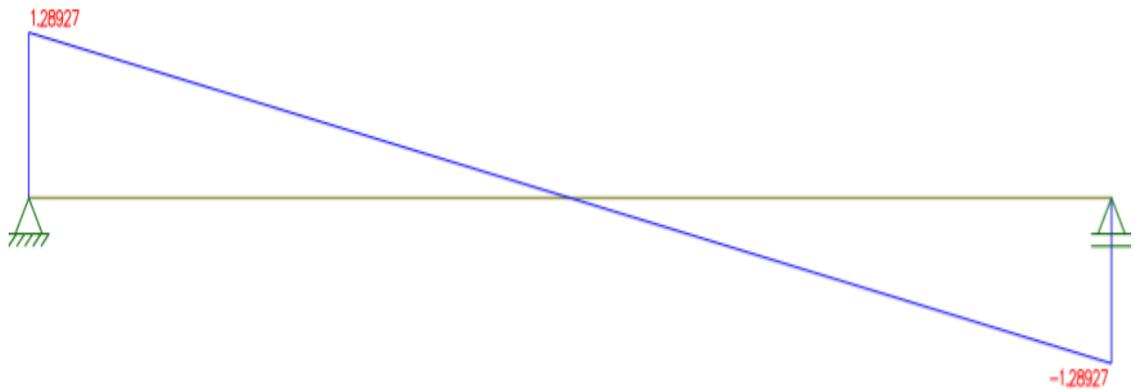
$$qG = 5,183 \times 10^{-3} \frac{Kn}{cm}$$

(100)

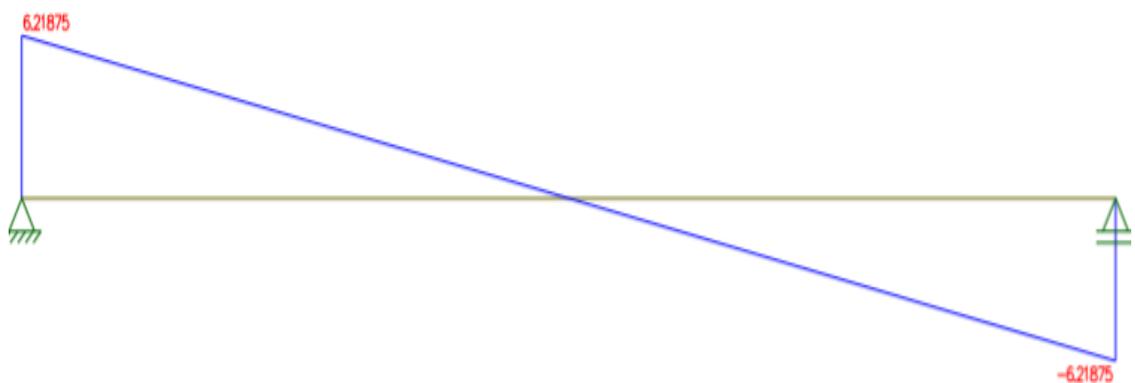
4.3 Diagramas de esforços Solicitantes

Analisando os gráficos de esforços solicitantes, para se obter o maior valor do esforço cortante e do Momento fletor:

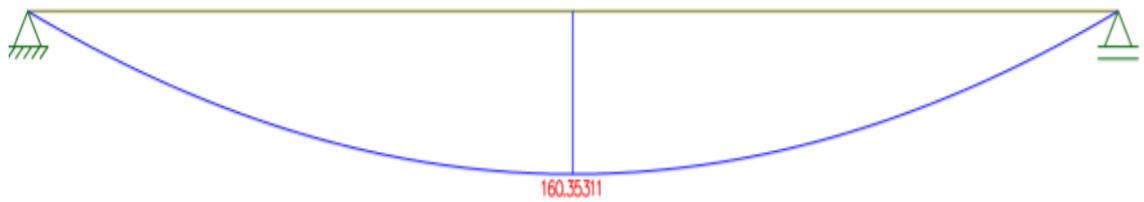
-Esforço Cortante Permanente:



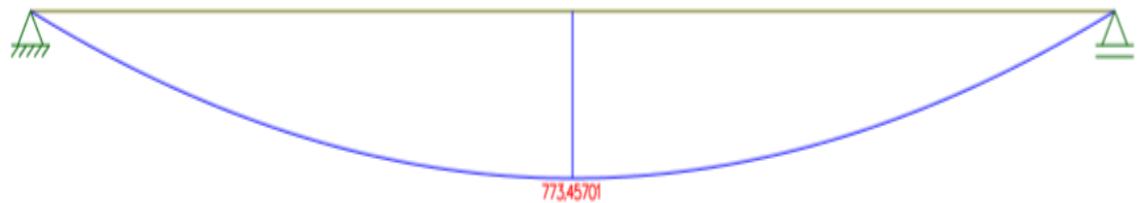
-Esforço Cortante Variável:



-Momento Fletor Permanente:



-Momento Fletor Variável:



Fonte: Programa FTOOL, autoria própria.

4.3.1 Permanente

$$V1 = \gamma G \times VG + \gamma Q \times VQ$$

(101)

$$VG = \frac{qGL}{2} = \frac{5,183 \times 10^{-3} \times 497,5}{2} = 1,289 \text{ Kn}$$

(102)

$$MG = \frac{qGL^2}{8} = \frac{5,183 \times 10^{-3} \times 497,5^2}{8} = 160,353 \text{ Kn.cm}$$

(103)

4.3.2 Variáveis

$$VQ = \frac{qQL}{2} = \frac{0,0250 \times 497,5}{2} = 6,219 \text{ Kn}$$

(104)

$$MQ = \frac{qQL^2}{8} = \frac{0,0250 \times 497,5^2}{8} = 773,457 \text{ Kn.cm}$$

(105)

4.4 Esforços de projeto

$$VD = 1,4 \times 1,289 + 1,4 \times 6,219 =$$

(106)

$$VD = 10,511 \text{ Kn}$$

(107)

$$MD = 1,4 \times 160,353 + 1,4 \times 773,457 =$$

(108)

$$MD = 1307,334 \text{ Kn.cm}$$

(109)

;

4.5 Verificações

4.5.1 Tensão de Flexão (Dimensionamento)

$$\sigma d = \frac{MD}{Wz}$$

(110)

Onde:

$$Wz = \frac{bh^2}{6}$$

(111)

Substituindo as equações, temos:

$$\sigma d = \frac{1307,334}{\frac{10 \times 20^2}{6}} \quad (112)$$

$$\sigma d = 1,961 \text{ Kn/cm}^2 \quad (113)$$

;

4.5.2 Tensão de Cisalhamento

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{3}{2} \times \frac{Vd}{A} = \frac{3}{2} \times \frac{10,511}{10 \times 20} \quad (114)$$

$$\tau_{\text{máx}} = 0,079 \text{ Kn/cm}^2 \quad (115)$$

;

4.6 Comparações

$$\sigma d < f_{td} \quad (116)$$

$$\sigma d < f_{cod} \quad (117)$$

4.6.1 Tensão Normal

$$\sigma d = 1,961 \text{ Kn/cm}^2 \quad (118)$$

;

$$ftod = 2,080 \text{ Kn/cm}^2 - \text{OK!} \quad (119)$$

$$fcod = 1,310 \text{ Kn/cm}^2 - \text{Reprojetar!} \quad (120)$$

4.7 Reprojetar

Reprojetando para compressão, pois não atendeu o critério segundo a norma.

$$\sigma d = fcod \quad (121)$$

$$\frac{MD}{Wz} = fcod \quad (122)$$

$$Wz = \frac{MD}{fcod} = \frac{1307,334}{1,310} \quad (123)$$

$$Wzmin = 997,965 \text{ cm}^3 \quad (124)$$

Considerando que a h = 2b, temos:

$$W_z = \frac{bh^2}{6} = \frac{b \times (2b)^2}{6} = \frac{4b^3}{6}$$

(125)

Logo,

$$997,965 = \frac{4b^3}{6}$$

(126)

$$b = 11,44 \text{ cm} \cong 12 \text{ cm}$$

(127)

$$h = 24 \text{ cm}$$

(128)

;

4.7.1 Recalque do cisalhamento

$$\tau_{\text{máxNOVA}} = \frac{3}{2} \times \frac{10,511}{12 \times 25}$$

(129)

$$\tau_{\text{máxNOVA}} = 0,055 \text{ Kn/cm}^2$$

(130)

4.7.2 Verificação da tensão de cisalhamento

$$\tau_{\text{máxNOVA}} = 0,055 \frac{\text{Kn}}{\text{cm}^2} < f_{vd} = 0,179 \text{ Kn/cm}^2 - \text{OK!}$$

(131)

4.7.3 Verificação da estabilidade lateral

$$\frac{L1}{b} \leq \frac{Ecoef}{\beta m \times fcod} \quad (132)$$

Onde,

$L1$ = Comprimento entre Vigotas;

βm = Explicado em 2.19.3 e 2.19.4;

$$Ecoef = Kmod \times Eco = 0,56 \times 1493,3 \quad (133)$$

$$Ecoef = 836,248 \text{ Kn/cm}^2 \quad (134)$$

$$fcod = 1,310 \text{ Kn/cm}^2 \quad (135)$$

$$\frac{L1}{b} = 4,167 \quad (136)$$

$$\frac{h}{b} = 2,00 \text{ cm} , \text{ portanto } \beta m = 8,8$$

$$\frac{Ecoef}{\beta m \times fcod} = \frac{836,249}{8,8 \times 1,310} = 72,541 \quad (137)$$

$$4,167 \leq 72,541 - \text{OK!}$$

$$(138)$$

4.8 Verificação da flecha (Estado Limite de Serviço)

$$yD = yG + (yQi + yQj) \times \Psi 0 \quad (139)$$

Segundo as tabelas 18 e 19, respectivamente para esse caso, temos:

$$y = \frac{5qL^4}{384 \times Ecoef \times I} \leq y' \quad (140)$$

Onde,

$$y' = flecha\ admissivel = \frac{L}{100} \quad (141)$$

4.8.1 Flecha permanente

$$yG = \frac{5qGL^4}{384 \times Ecoef \times I} \quad (142)$$

Devemos prestar a atenção, pois mudou a seção da viga, então precisamos recalcular a carga permanente “qG”, tendo assim então:

$PG = 0,0294 \times 10^{-3} \text{ Kn/cm}^2$, como as unidades estão em Kn/cm^2 , precisamos transforma-las para Kg/m^3 , usando o fator:

$$\frac{\text{Kn}}{\text{cm}^2} = \frac{9,81 \text{ Kg}}{10^7 \text{ m}} \quad (143)$$

Ficando assim então,

$$qG = 0,0294 \times 10^{-3} \times 127,5 + 12 \times 24 \times 731 \times \frac{9,81}{10^9} \quad (144)$$

$$qG = 5,814 \times 10^{-3}$$

(145)

Conhecidos os valores de “L”, e “Ecoef”, devemos calcular a Inercia da seção:

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{12 \times 24^3}{12} = 13824 \text{ cm}^4$$

(146)

Logo,

$$yG = \frac{5 \times 5,814 \times 10^{-3} \times 497,50^4}{384 \times 836,248 \times 13824} = 0,401 \text{ cm}$$

(147)

4.8.2 Flecha variável

$$yQ = \frac{5 \times 0,0250 \times 497,50^4}{384 \times 836,248 \times 13824} = 1,725 \text{ cm}$$

(148)

Logo,

$$yD = 0,401 + (1,725) \times 0,7 = 1,609 \text{ cm}$$

(149)

4.8.3 Flecha Admissível

$$y' = \frac{L}{100} = \frac{497,5}{100} = 4,975 \text{ cm} > yD = 1,609 \text{ cm} - \text{OK!}$$

(150)

;

5 CONCLUSÕES

O Presente estudo, concluiu-se que para a viga do mezanino da loja de utensílios, está mal dimensionada, pois não atende os critérios da NBR 7190.

O estudo também mostrou que para o caso estudado, deve-se adotar uma seção mínima de $b = 12\text{cm}$ e $h = 24\text{cm}$, assim atendendo a compressão e a tração.

Também foi mostrado como se dimensiona uma viga em madeira, somente seguindo passo-a-passos, indicados no estudo, basta definir a madeira adotada, as propriedades mecânicas e seguir calculando para dimensionar.

Concluo também que dimensionar em madeira, torna sua estrutura melhor em relação a beleza e a arquitetura, e não perde suas propriedades tanto físicas quanto mecânicas, basta aplicar as devidas manutenções e ela se torna um material tão quão resistente quanto ao aço.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7190 - **Projeto de estruturas de madeira** - elaboração. Rio de Janeiro, 1997, 107 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120 – **Cargas para cálculo de estruturas de edificações** - elaboração. Rio de Janeiro, 1980, 5 p.

MALHEIROS, Rodrigo de Moura. **Dimensionamento de uma galera metálica tipo viga caixão**. 2015. 80p. Trabalho de conclusão de curso-graduação em engenharia mecânica, Universidade Regional do Noroeste Do Estado Do Rio Grande do Sul.

GESUALDO, Francisco A. Romero. **Estruturas de Madeira**. 2003. 98p. Notas de Aula de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.

ANEXOS

Tabela com as características de alguns tipos de madeiras, tanto dicotiledôneas, quanto coníferas.

Tabela A.1 - Valores médios de madeiras dicotiledôneas

n

Nome Comum (Dicotiledôneas)	ρ_{ap} (12%)	F_{co} (MPa)	F_{to} (MPa)	F_{t90} (MPa)	F_v (MPa)	E_{co} (MPa)	N (MPa)
Angelimiararoba	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim ferro	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim pedra	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim pedra verdadeiro	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
E. Dennii	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Microcorys	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
E. Saligna	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933	67

e

florestamento

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

Tabela A.2 - Valores médios de madeiras coníferas nativas e de f

Nome Comum (Coníferas)	pap (12%)	Fco (MPa)	Fto (MPa)	Ft90 (MPa)	Fv (MPa)	Eco (MPa)	N (MPa)
Pinho do Paraná	580	40,9	93,1	1,6	8,8	15225	15
Pinus caribea	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8431	28
Pinus baha ensis	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7110	32

m

ento

Fonte: Norma Brasileira para Projeto de Estruturas de Madeira, NBR 7190/97.

- 1) pap (12%) é a massa específica aparente a 12% de umidade;
- 2) fc0 é a resistência à compressão paralela às fibras. 3) ft0 é a resistência à tração paralela às fibras;
- 4) ft90 é a resistência à tração normal às fibras;
- 5) fv é a resistência ao cisalhamento;
- 6) Ec0 é o módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras;
- 7) n é o número de corpos-de-prova ensaiados;

NOTAS

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