

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
Departamento de Engenharia de Estruturas  
Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira

**SET 406 - ESTRUTURAS DE MADEIRA**  
(NOTAS DE AULA)



PROF. TITULAR **Carlito Calil Junior**  
ENG<sup>o</sup> CIVIL MSc. **Lívio Túlio Baraldi** (Programa PAE/96)  
ENG<sup>o</sup> CIVIL MSc. **Guilherme Corrêa Stamato** (Programa PAE/98)  
ENG<sup>a</sup> CIVIL MSc. **Núbia dos Santos Saad Ferreira** (Programa PAE/98)

C  
I  
L

SÃO CARLOS 1998

# SUMÁRIO

## NOTAÇÃO

I

## 1. INTRODUÇÃO

1

## 2. ESTRUTURA DA MADEIRA

3

2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES

3

2.2. FISIOLOGIA E CRESCIMENTO DA ÁRVORE

3

2.3. ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO

4

2.4. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MADEIRA

6

2.4.1. *Celulose*

7

2.4.2. *Lignina*

7

## 3. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

8

3.1. TEOR DE UMIDADE

9

3.2. DENSIDADE

10

3.3. RETRATIBILIDADE

11

3.4. RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO

11

3.5. DURABILIDADE NATURAL

12

3.6. RESISTÊNCIA QUÍMICA

13

## 4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA

14

4.1. PROPRIEDADES ELÁSTICAS

14

4.1.1. *Módulo de Elasticidade (E)*

14

4.1.2. *Módulo de elasticidade transversal (G)*

15

4.1.3. *Coefficiente de Poisson*

15

4.2. PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA

15

4.2.1. *Compressão*

15

4.2.2. *Tração*

17

4.2.3. *Cisalhamento*

17

4.2.4. *Flexão simples*

18

4.2.5. *Torção*

19

4.2.6. *Resistência ao choque*

19

4.3. FATORES QUE INFLUENCIAM NAS PROPRIEDADES DA MADEIRA

19

4.3.1. *Fatores anatômicos*

19

4.3.2. *Defeitos por ataques biológicos*

22

4.3.3. *Defeitos de secagem*

23

4.3.4. *Defeitos de processamento da madeira*

23

4.4. DIMENSÕES COMERCIAIS DA MADEIRA

23

<b>5. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROJETOS</b>	<b>25</b>
5.1. INTRODUÇÃO	25
5.2. HIPÓTESES BÁSICAS DE SEGURANÇA	25
5.2.1. <i>Estados limites</i>	25
5.3. AÇÕES	26
5.3.1. <i>Classes de carregamento</i>	26
5.3.2. <i>Carregamentos</i>	27
5.3.3. <i>Situações de projeto</i>	27
5.3.4. <i>Combinações de ações</i>	28
5.3.5. <i>Coefficientes para as combinações de ações</i>	29
<b>6. PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DA MADEIRA</b>	<b>33</b>
6.1. PROPRIEDADES DA MADEIRA A SEREM CONSIDERADAS	33
6.1.1. Caracterização completa da resistência da madeira serrada	34
6.1.2. Caracterização mínima da resistência da madeira serrada	34
6.1.3. Caracterização simplificada da resistência da madeira serrada	35
6.1.4. Caracterização da rigidez da madeira	35
6.2. VALORES REPRESENTATIVOS DAS PROPRIEDADES DA MADEIRA	38
6.2.1. Coeficientes de modificação ( $K_{mod}$ )	39
6.2.2. Coeficientes de ponderação ( $\gamma_w$ )	40
<b>7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO</b>	<b>41</b>
7.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	41
7.1.1. <i>Compressão paralela às fibras</i>	41
7.1.2. <i>Compressão normal às fibras</i>	50
7.1.3. <i>Compressão inclinada em relação às fibras</i>	50
7.1.4. <i>Tração paralela</i>	51
7.1.5. <i>Cisalhamento</i>	51
7.1.6. <i>Flexão simples reta</i>	53
7.1.7. <i>Flexão composta</i>	57
7.1.8. <i>Flexão oblíqua</i>	60
7.1.9. <i>Estabilidade lateral de vigas de seção retangular</i>	62
7.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	63
7.2.1. <i>Deformações limites para as construções correntes</i>	64
7.2.2. <i>Deformações limites para as construções com materiais frágeis não estruturais</i>	64
7.2.3. <i>Vibrações</i>	65
<b>8. LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE MADEIRA</b>	<b>66</b>
8.1. GENERALIDADES	66
8.2. LIGAÇÕES COM PINOS METÁLICOS	67
8.2.1. <i>Resistência dos pinos</i>	67
8.3. LIGAÇÕES COM CAVILHAS	70
8.3.1. <i>Resistência das cavilhas</i>	70
8.4. DISPOSIÇÕES GERAIS	71
8.4.1. <i>Ligações por pinos</i>	71
8.5. EXEMPLO DE LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE MADEIRA	72

<b>9. PEÇAS COMPOSTAS</b>	<b>85</b>
9.1. PEÇAS COMPOSTAS	85
9.1.1. <i>Generalidades</i>	85
9.1.2. <i>Peças compostas de seção T , I ou caixão ligadas por pregos</i>	85
9.1.3. <i>Peças compostas com alma em treliça ou de chapa de madeira compensada</i>	85
9.1.4. <i>Peças compostas de seção retangular ligadas por conectores metálicos</i>	86
9.2. ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS	86
9.2.1. <i>Peças solidarizadas continuamente</i>	86
9.2.2. <i>Peças solidarizadas descontinuamente</i>	86
<b>10. CONTRAVENTAMENTO</b>	<b>91</b>
10.1. ESTABILIDADE GLOBAL. CONTRAVENTAMENTO.	91
10.1.1. <i>Generalidades</i>	91
10.1.2. <i>Contraventamento de peças comprimidas</i>	91
10.1.3. <i>Contraventamento do banço comprimido das peças fletidas</i>	93
10.1.4. <i>Estabilidade global de elementos estruturais em paralelo</i>	93
<b>11. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS</b>	<b>99</b>
11.1. GENERALIDADES	99
11.2. DIMENSÕES MÍNIMAS DAS PEÇAS DE MADEIRA	99
11.3. ESBELTEZ MÁXIMA DAS PEÇAS DE MADEIRA	100
11.4. CHAPAS DE AÇO	100
11.5. LIGAÇÕES	100
11.6. PEÇAS QUE APRESENTAM CONICIDADE	100
<b>12. BIBLIOGRAFIA</b>	<b>102</b>

# NOTAÇÃO

## Letras romanas maiúsculas

---

- A - área
- $A_W$  - área da seção transversal bruta da peça de madeira
- $A_{WC}$  - área da parte comprimida de  $A_W$
- $A_{Wt}$  - área da parte tracionada de  $A_W$
- $A_O$  - área da parte carregada de um bloco de apoio
- $A_S$  - área da seção transversal de uma peça metálica
- $A_{SV}$  - área da seção transversal de peças metálicas submetidas a corte
- $A_{SV1}$  - área da seção transversal de um pino metálico submetido a corte (pino, prego, parafuso)
- $A_{Sn}$  - área da seção transversal de uma peça metálica submetida a tensões normais (tirantes, montantes)
- C - momento de inércia à torção
- E - módulo de elasticidade, módulo de deformação longitudinal
- $E_S$  - módulo de deformação longitudinal do aço
- $E_W$  - módulo de deformação longitudinal da madeira
- $E_{Wn}$  ou  $E_{W0}$  - módulo de deformação longitudinal paralela às fibras da madeira
- $E_{Wn}$  ou  $E_{W90}$  - módulo de deformação longitudinal normal às fibras da madeira
- F - ações (em geral), forças (em geral)
- $F_d$  - valor de cálculo das ações
- $F_K$  - valor característico das ações
- G - ação permanente, módulo de deformação transversal
- $G_d$  - valor de cálculo da ação permanente
- $G_K$  - valor característico da ação permanente
- $G_W$  - módulo de deformação transversal da madeira
- I - momento de inércia
- $I_t$  - momento de inércia à torção
- K - coeficiente de rigidez (N/m)
- L - vão, comprimento (em substituição a l para evitar confusão com o número 1)
- M - momento (em geral, momento fletor)
- $M_r$  - momento resistente
- $M_S$  - momento solicitante
- $M_d$  - valor de cálculo do momento ( $M_d$ ,  $M_{rd}$ ,  $M_{sd}$ )
- $M_K$  - valor característico do momento ( $M_K$ ,  $M_{rk}$ ,  $M_{sk}$ )
- $M_U$  - valor último do momento
- $M_{eng}$  - momento fletor de engastamento perfeito
- N - força normal ( $N_d$ ,  $N_K$ ,  $N_U$ )
- Q - ação acidental (variável) ( $Q_d$ ,  $Q_K$ ,  $Q_U$ )
- R - reação de apoio, resultante de tensões, resistência
- $R_C$  - resultante de tensões de compressão
- $R_t$  - resultante das tensões de tração
- S - Solicitação, momento estático de área
- T - momento de torção

- U - umidade
- V - força cortante ( $V_u$ ,  $V_d$ ,  $V_k$ ), volume
- W - carga do vento, módulo de resistência à flexão

#### Letras romanas minúsculas

---

- a - distância, flecha
- b - largura
- $b_f$  - largura da mesa das vigas de seção T
- $b_w$  - largura da alma das vigas
- c - espaçamento
- d - diâmetro
- e - excentricidade
- f - resistência de um material
- $f_d$  - valor de cálculo da resistência
- $f_k$  - valor característico da resistência
- $f_m$  - valor médio da resistência
- $f_w$  - resistência da madeira
- $f_{wo}$  - resistência da madeira paralelamente às fibras
- $f_{wco}$  - resistência à compressão paralela às fibras
- $f_{wc90}$  - resistência à compressão normal às fibras
- $f_{wto}$  - resistência à tração paralela às fibras
- $f_{wt90}$  - resistência à tração normal às fibras
- $f_{wvo}$  - resistência ao cisalhamento na presença de tensões tangenciais paralelas às fibras
- $f_{wv90}$  - resistência ao cisalhamento na presença exclusiva de tensões tangenciais normais às fibras
- $f_{weo}$  - resistência de embutimento paralelo às fibras
- $f_{we90}$  - resistência de embutimento normal às fibras
- $f_{wtM}$  - resistência à tração na flexão
- g - carga distribuída permanente (peso específico para evitar confusão com  $\gamma$  coeficiente de segurança)
- h - altura, espessura
- i - raio de giração
- k - coeficiente (em geral)
- $k_{mod}$  - coeficiente de modificação
- $l$  - vão, comprimento (pode ser substituído por L para evitar confusão com o número 1)
- m - momento fletor por unidade de comprimento ou largura, massa, valor médio de uma amostra
- n - força normal por unidade de comprimento ou largura, número de elementos
- q - carga acidental distribuída
- r - raio, índice de rigidez =  $I/L$
- s - espaçamento, desvio padrão de uma amostra
- t - tempo em geral, espessura de elementos delgados
- u - perímetro, componente de deslocamento de um ponto
- v - força cortante por unidade de comprimento ou largura, velocidade, componente de deslocamento de um ponto

- w - carga de vento distribuída, componente de deslocamento de um ponto
- x - coordenada
- y - coordenada
- z - coordenada, braço de alavanca

### Letras gregas minúsculas

- 
- $\alpha$  (alfa) - ângulo, coeficiente
- $\beta$  (beta) - ângulo, coeficiente, razão
- $\gamma$  (gama) - coeficiente de segurança, peso específico (pode ser substituído por g), deformação tangencial específica
- $\gamma_f$  - coeficiente de ponderação das ações
- $\gamma_m$  - coeficiente de ponderação das resistências dos materiais
- $\gamma_s$  - coeficiente de minoração da resistência do aço
- $\gamma_w$  - coeficiente de minoração da resistência da madeira
- $\delta$  (delta) - coeficiente de variação
- $\varepsilon$  (épsilon) - deformação normal específica
- $\varepsilon_w$  - deformação específica da madeira
- $\varepsilon_{wc}$  - deformação específica da madeira comprimida
- $\varepsilon_{wcc}$  - deformação específica por fluência da madeira comprimida
- $\varepsilon_{wt}$  - deformação específica da madeira tracionada
- $\varepsilon_{wtc}$  - deformação específica por fluência da madeira tracionada
- $\varepsilon_{wn}$  ( $\varepsilon_{w90}$ ) - deformação específica normal às fibras
- $\varepsilon_{wp}$  ( $\varepsilon_{w0}$ ) - deformação específica paralela às fibras
- $\varepsilon_{ws}$  - deformação específica de retração por secagem da madeira
- $\zeta$  (zeta) - coordenada adimensional (z/L)
- $\eta$  (eta) - razão, coeficiente, coordenada adimensional (y/L)
- $\theta$  (theta) - rotação, ângulo
- $\lambda$  (lambda) - índice de esbeltez =  $L_0/i$
- $\mu$  (mü) - coeficiente de atrito, momento fletor relativo adimensional, média de uma população
- $\nu$  (nü) - coeficiente de Poisson, força normal relativa adimensional
- $\xi$  (csi) - coordenada relativa (x/L)
- $\omicron$  (ómicron)- deve ser evitada
- $\pi$  (pi) - emprego matemático apenas
- $\rho$  (ro) - massa específica (densidade)
- $\rho_{bas}$  - densidade básica
- $\sigma$  (sigma) - tensão normal ( $\sigma_d$ ,  $\sigma_k$ ,  $\sigma_u$ ), desvio padrão de uma população
- $\tau$  (tau) - tensão tangencial ( $\tau_d$ ,  $\tau_k$ ,  $\tau_u$ )
- $\tau_w$  - tensão tangencial na alma da viga
- $\upsilon$  (üpsilon)- deve ser evitada
- $\psi$  (psi) - coeficiente
- $\omega$  (omega) - coeficiente, velocidade angular

## Índices gerais

---

b - aderência  
c - concreto, compressão, fluência  
d - de cálculo  
f - mesa da viga de seção T  
i - inicial, núcleo  
j - número  
k - característico  
m - material, média  
p - pino, prego ou parafuso  
s - aço, retração  
t - tração, torção, transversal  
u - último  
v - cisalhamento  
w - madeira, vento, alma das vigas  
y - escoamento dos aços

## Índices formados por abreviações

---

adm - admissível  
amb - ambiente  
anel - anel  
cav - cavilha  
cal - calculado  
cri - crítico  
eng - engastamento  
eq - equilíbrio (para umidade)  
esp - especificado  
est - estimado  
exc - excepcional  
ext - externo  
inf - inferior  
int - interno  
lat - lateral  
lim - limite  
max - máximo  
min - mínimo  
sup - superior  
tot - total  
var - variável  
vig - viga

## Índices especiais

---

br - contraventamento (bracing)  
ef - valores efetivos; valores existentes  
eq - equilíbrio  
t - tempo  
C - classe de utilização

- G - valores decorrentes de ações permanentes
- M - valores na flexão
- Q - valores decorrentes de ações variáveis
- R - valores resistentes (pode ser substituído por r)
- S - valores solicitantes (pode ser substituído por s)
- T - temperatura

Simplificação: quando não houver motivo para dúvidas, os símbolos devem ser empregados com o menor número possível de índices.

Assim, o índice w para madeira, frequentemente pode ser eliminado.

# 1. INTRODUÇÃO

A madeira é um material orgânico, de origem vegetal encontrada tanto em florestas naturais quanto em florestas artificiais resultantes de reflorestamentos industrializados. Sua fonte é abundante e renovável.

Do ponto de vista da utilização estrutural, a madeira compete com o concreto e o aço, embora exista algum preconceito quanto à durabilidade e à resistência da madeira por parte daqueles que não conhecem profundamente esse material.

Esta idéia foi sendo formada ao longo do tempo porque as indústrias do aço e do concreto, que sempre foram em menor número e de maior porte que as indústrias da madeira, tiveram um grande investimento em pesquisas, com seus resultados sendo rapidamente divulgados e acompanhados pelas normas de cálculo, propiciando a elaboração de projetos com alto grau de qualidade técnica.

Já para a madeira, o grande número de indústrias, as chamadas serrarias, se espalharam por todas as regiões do Brasil e a utilização do material madeira ocorreu desordenadamente e sem acompanhamento técnico adequado, haja vista que o texto original da norma brasileira para estruturas de madeira, a NBR 7190 - Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira, que data da década de 50, apenas foi realmente atualizado em 97.

Com a aplicação correta da madeira, através da escolha adequada da espécie na classificação e do sistema estrutural apropriado, pode-se equipará-la e até avantajá-la em relação ao concreto e o aço em suas aplicações. Além disso, a madeira ainda permite variações em sua aplicação como, por exemplo, a madeira laminada colada e o compensado, que permitem a execução de estruturas com características diferenciadas em relação a outros materiais.

Com relação à durabilidade da madeira, a execução de processos de secagem e preservação adequados, juntamente com modernas técnicas de utilização, pode garantir à madeira durabilidade de 50 anos ou mais.

Entretanto, uma característica da madeira que merece destaque é sua anisotropia, responsável por diferentes comportamentos de acordo com a direção de aplicação da carga em relação às fibras. Outra característica importante refere-se à grande variabilidade de suas propriedades devida às inúmeras espécies disponíveis no mercado.

Do ponto de vista técnico, muitas pesquisas foram realizadas nas últimas duas décadas no Brasil e com isso pôde-se realizar recentemente a revisão da norma brasileira para estruturas de madeira. Esta norma condensa os resultados destas pesquisas relativas à caracterização de diversas espécies de madeira, além de substituir o critério de dimensionamento, antes baseado no Método das Tensões Admissíveis, para o Método dos Estados Limites.

Muito precisa ainda ser feito para o desenvolvimento da madeira no Brasil, principalmente com a parceria entre as indústrias e as instituições de pesquisa.

Este trabalho pretende contribuir para o desenvolvimento da madeira no Brasil, discursando sobre os novos critérios de dimensionamento e características da madeira, apresentados pela atual norma brasileira para projeto de estruturas de madeira, NBR 7190:1997.

## 2. ESTRUTURA DA MADEIRA

### 2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES

---

Botanicamente as árvores são classificadas como Fanerogamas, que constituem um grupo de plantas superiores, de elevada complexidade anatômica e fisiológica. O grupo das Fanerogamas se subdivide em Gimnospermas e Angiospermas.

Dentro do grupo das Gimnospermas destacam-se as Coníferas, conhecidas internacionalmente como madeiras moles ou “soft woods”. Constituem praticamente sozinhas, principalmente no hemisfério norte, grandes florestas e fornecem madeiras das mais empregadas na indústria e na construção civil. Na América do Sul destacam-se os Pinus e a Araucária.

O grupo das Angiospermas se divide em duas categorias: Monocotiledôneas e Dicotiledôneas.

Na categoria das Monocotiledôneas encontram-se as palmas e gramíneas. As palmas são madeiras que não apresentam boa durabilidade, mas podem ser utilizadas de modo satisfatório em estruturas temporárias, como escoramentos e cimbramentos. Nas gramíneas destaca-se o bambu, que não é madeira no sentido usual da palavra, mas tendo em vista a sua boa resistência mecânica associada à sua baixa densidade, presta-se para a construção leve.

Já as Dicotiledôneas são usualmente designadas como madeira dura ou “hard woods”. Nesta categoria encontram-se as principais espécies utilizadas na construção civil no Brasil.

### 2.2. FISIOLOGIA E CRESCIMENTO DA ÁRVORE

---

O crescimento principal da árvore ocorre verticalmente. Esse crescimento é contínuo, apresentando variações em função das condições climáticas e da espécie da madeira. Além desse crescimento vertical, ocorre também um aumento do diâmetro do tronco devido ao crescimento das camadas periféricas responsável pelo crescimento horizontal (câmbio). No corte transversal de um tronco de árvore essas camadas aparecem como **anéis de crescimento**, figura 2.

Do ponto de vista macroscópico da árvore, podem-se observar as seguintes características: do crescimento vertical resulta a **medula** (geralmente a madeira mais fraca ou defeituosa); ao conjunto dos anéis de crescimento chama-se **lenho**, o qual apresenta-se recoberto por um tecido especial chamado **casca**: entre a

casca e o lenho existe uma camada extremamente delgada, aparentemente fluida, denominada **câmbio**.

A **seiva bruta**, retirada do solo, sobe pela camada periférica do lenho, o **alburno**, até as folhas, onde se processa a fotossíntese produzindo a **seiva elaborada** que desce pela parte interna da casca, o **floema**, até as raízes. Parte desta seiva elaborada é conduzida radialmente até o centro do tronco por meio dos **raios medulares**.

As substâncias não utilizadas pelas células como alimento são lentamente armazenadas no lenho. A parte do lenho modificada por essas substâncias é designada como **cerne**, geralmente mais densa, menos permeável a líquidos e gases, mais resistente ao ataque de fungos apodrecedores e de insetos e apresenta maior resistência mecânica. Em contraposição, o **alburno**, menos denso, constituído pelo conjunto das camadas externas do lenho, mais permeáveis a líquidos e gases está mais sujeito ao ataque de fungos apodrecedores e insetos, além de apresenta menor resistência mecânica.

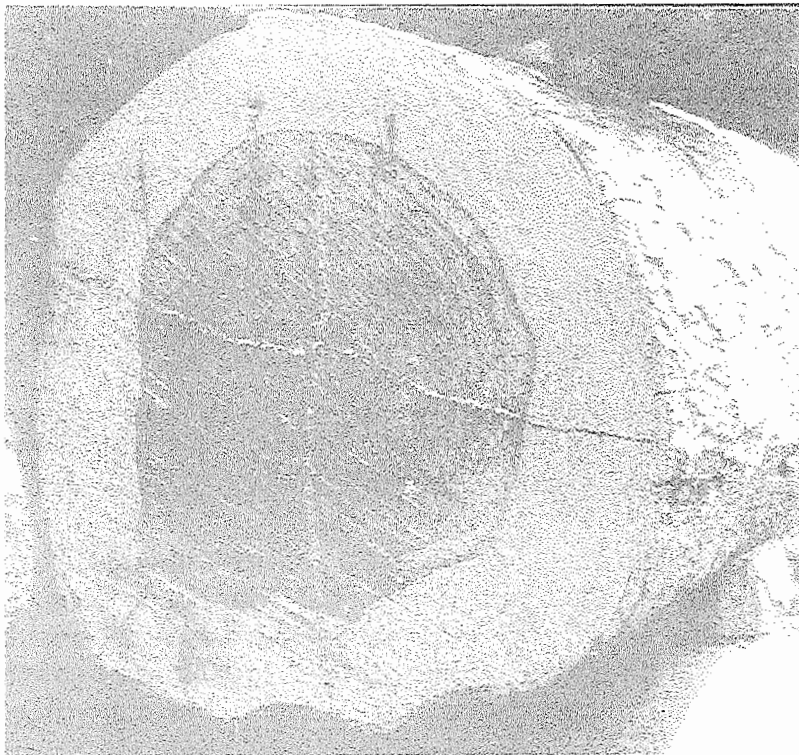


FIGURA 1 - Seção transversal do tronco de uma árvore (Fonte: MAINIERI, 1983)

### 2.3. ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO

---

A madeira é constituída principalmente por células de forma alongada apresentando vazio interno, mas tendo tamanhos e formas variadas, de acordo com a sua função e com a classificação botânica da árvore.

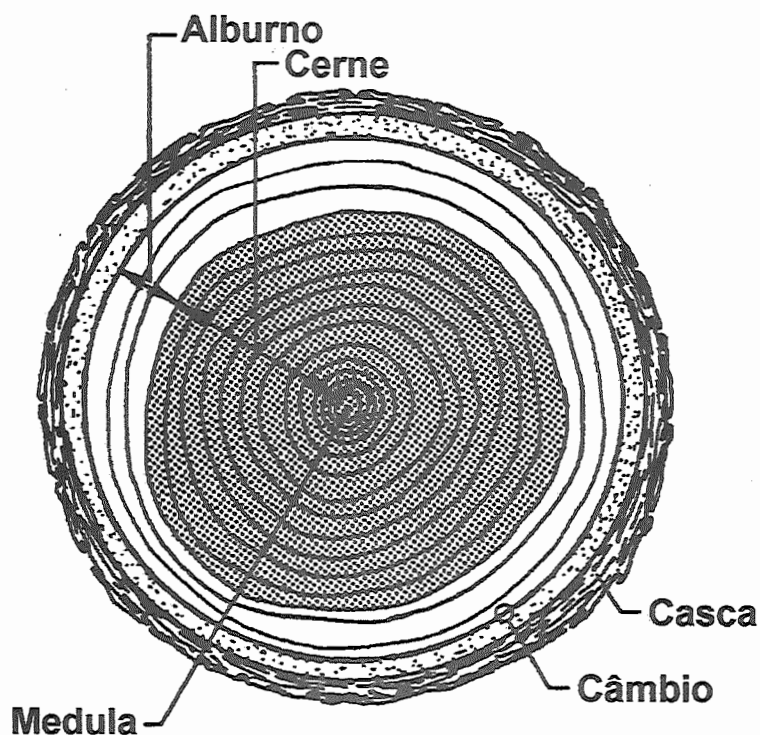


FIGURA 2 - Descrição simplificada da anatomia da árvore (fonte: RITTER, 1990)

Observando ao microscópio o corte de uma árvore, são identificados principalmente os seguintes elementos: traqueídes, vasos, fibras e raios medulares.

As coníferas são constituídas principalmente por traqueídes e raios medulares que têm como funções transportar a seiva bruta e dar resistência e rigidez à madeira.

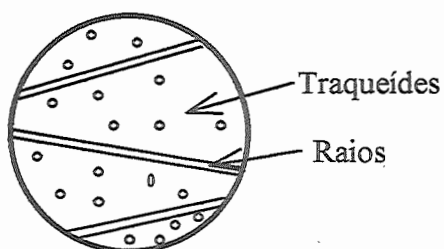


FIGURA 3 - Coníferas

As Dicotiledôneas são constituídas principalmente por fibras, parênquima, vasos e raios. Neste caso têm-se os vasos com a função de transportar a seiva bruta, os raios de transportar horizontalmente a seiva elaborada e as fibras de conferir resistência e rigidez.

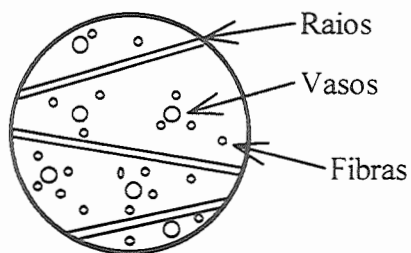


FIGURA 4 - Dicotiledôneas

Os traqueídes constituem a maior parte da madeira das coníferas, têm comprimento de 3 a 4 mm e diâmetro de 45 micra. Os vasos são designados nos cortes transversais da madeira como poros, podendo ser simples ou múltiplos, com diâmetros de 0,02mm até 0,5mm. As fibras apresentam pequeno vazio interno conhecido como lumem, constituem a maior parte da madeira das Dicotiledôneas e seu comprimento pode variar de 0,5mm a 1,5mm. Os raios medulares destinam-se ao transporte radial da seiva elaborada e ao armazenamento de material orgânico não utilizado na formação das células.

#### 2.4. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS DA MADEIRA

A madeira apresenta o  $\text{CH}_2\text{O}$ , um radical monossacarídeo, como seu componente orgânico elementar, formado a partir da fotossíntese que ocorre nas folhas através da combinação do gás carbônico do ar com a água do solo e absorção de energia calorífica, como mostra a equação abaixo:



Na seqüência ocorrem as reações de polimerização que originam os açúcares que formam a maioria das substâncias orgânicas vegetais.

Em sua composição química a madeira apresenta grande quantidade de carbono, fixado na celulose e lignina.

A madeira apresenta três componentes orgânicos principais, que são: celulose, hemicelulose e lignina. A participação de cada um desses elementos varia de acordo com a classificação botânica da árvore, como mostra o quadro abaixo:

TABELA 1 - Composição orgânica das madeiras (Fonte: HELLMEISTER, 1983)

	Coníferas	Dicotiledôneas
Celulose	48-56%	46-48%
Hemicelulose	23-26%	19-28%
Lignina	26-30%	26-35%

### **2.4.1. Celulose**

A fórmula geral da celulose é  $n(C_6H_{10}O_5)$ , sendo esta um polímero constituído por várias centenas de glucoses. As paredes das fibras, vasos e traqueídes são formadas por celulose.

Cada conjunto de celulose apresenta três oxidrilas que podem unir-se a três moléculas de água. Estas três moléculas de água e a celulose apresentam uma relação em peso molecular de 1:3 (54/162), dando uma indicação da percentagem máxima de água de impregnação da celulose.

### **2.4.2. Lignina**

A lignina age na madeira como um cimento, ligando as cadeias de celulose dando rigidez e dureza ao material.

### **3. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA**

Conhecer as propriedades físicas da madeira é de grande importância porque estas propriedades podem influenciar significativamente no desempenho e resistência da madeira utilizada estruturalmente.

Podem-se destacar os seguintes fatores que influem nas características físicas da madeira:

- Classificação botânica.
- O solo e o clima da região de origem da árvore.
- Fisiologia da árvore.
- Anatomia do tecido lenhoso.
- Variação da composição química.

Devido a este grande número de fatores, os valores numéricos das propriedades da madeira, obtidos em ensaios de laboratório, oscilam apresentando uma ampla dispersão, que pode ser adequadamente representada pela distribuição de Gauss.

Entre as características físicas da madeira cujo conhecimento é importante para sua utilização como material de construção, destacam-se:

- Umidade.
- Densidade.
- Retratibilidade.
- Resistência ao fogo.
- Durabilidade natural.
- Resistência química.

Outro fator a ser considerado na utilização da madeira é o fato de se tratar de um material ortotrópico, ou seja, com comportamentos diferentes em relação à direção de crescimento das fibras. Devido à orientação das fibras da madeira e à sua forma de crescimento, as propriedades variam de acordo com três eixos perpendiculares entre si: longitudinal, radial e tangencial, como pode ser visto na figura a seguir.

As diferenças das propriedades nas direções radial e tangencial são relativamente menores quando comparadas com a direção longitudinal. Comumente as propriedades da madeira são apresentadas, para utilização estrutural, somente no sentido paralelo às fibras da madeira (longitudinal) e no sentido perpendicular às fibras (radial e tangencial).

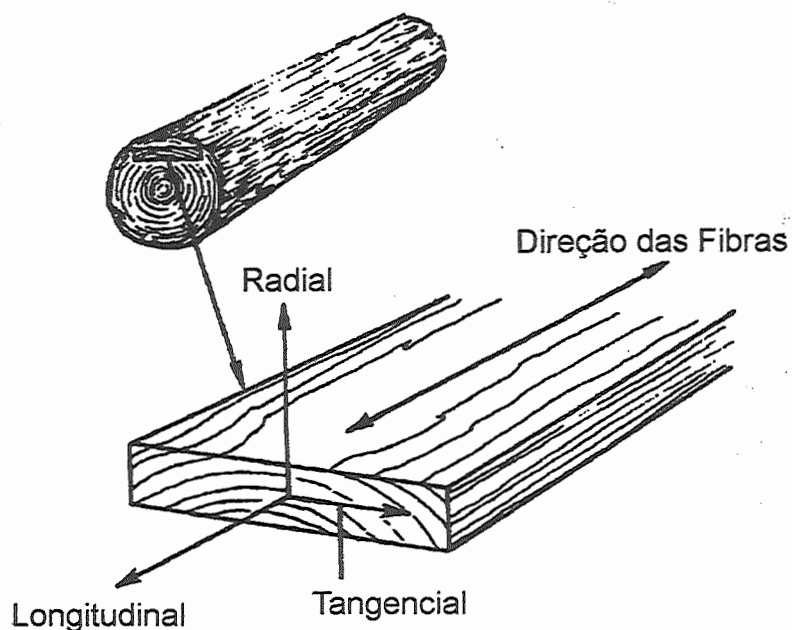


FIGURA 5- Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras (Fonte: Timber Bridges)

### 3.1. TEOR DE UMIDADE

---

A umidade da madeira é determinada pela seguinte expressão:

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \cdot 100$$

onde:

$m_1$  = massa úmida

$m_2$  = massa seca

$w$  = umidade (%)

A norma brasileira para estruturas de madeira (**NBR 7190:1997**), apresenta, em seu ANEXO B, um roteiro detalhado para a determinação da umidade de amostras de madeira.

A água é importante para o crescimento e desenvolvimento da árvore, constituindo uma grande porção da madeira verde.

Na madeira a água apresenta-se de duas formas, como água livre contida nas cavidades das células (lumens), e como água impregnada contida nas paredes das células.

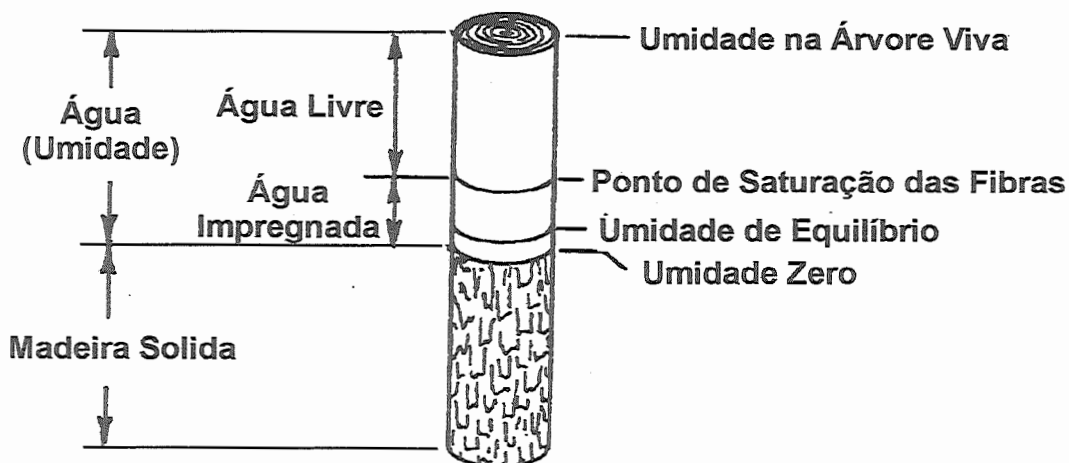


FIGURA 6 - Umidade na madeira (Fonte: RITTER, 1990)

Quando a árvore é cortada, ela tende a perder rapidamente a água livre existente em seu interior para, a seguir, perder a água de impregnação mais lentamente. A umidade na madeira tende a um equilíbrio com a umidade e temperatura do ambiente em que se encontra.

O teor de umidade correspondente ao mínimo de água livre e ao máximo de água de impregnação é denominado de "**Ponto de saturação das fibras**". Para as madeiras brasileiras esta umidade encontra-se em torno de 25%. A perda de água na madeira até o ponto de saturação das fibras se dá sem a ocorrência de problemas para a estrutura da madeira. A partir deste ponto a perda de umidade é acompanhada pela retração (redução das dimensões) e aumento da resistência, por isso a secagem deve ser executada com cuidado para se evitarem problemas na madeira.

É importante destacar ainda que a umidade apresenta grande influência na densidade da madeira.

Para fins de aplicação estrutural da madeira e para classificação de espécies, a norma brasileira especifica a umidade de 12% como de referência para a realização de ensaios e valores de resistência nos cálculos.

### 3.2. DENSIDADE

A norma brasileira apresenta duas definições de densidade a serem utilizadas em estruturas de madeira. A primeira delas é a "**Densidade Básica**" da madeira definida como a massa específica convencional obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado e pode ser utilizada para fins de comparação com valores apresentados na literatura internacional. A segunda, definida como "**Densidade Aparente**", determinada para uma umidade padrão de referência de 12%, pode ser utilizada para classificação da madeira e nos cálculos de estruturas.

### 3.3. RETRATIBILIDADE

---

Define-se retratibilidade como sendo a redução das dimensões em uma peça de madeira pela saída da água de impregnação.

Como visto anteriormente a madeira apresenta comportamentos diferentes de acordo com a direção em relação às fibras e aos anéis de crescimento. Assim, a retração ocorre em porcentagens diferentes nas direções tangencial, radial e longitudinal.

Em ordem decrescente de valores, encontra-se a retração tangencial com valores de até 10% de variação dimensional, podendo causar também problemas de torção nas peças de madeira. Na seqüência, a retração radial com valores da ordem de 6% de variação dimensional, também pode causar problemas de rachaduras nas peças de madeira. Por último, encontra-se a retração longitudinal com valores de 0,5% de variação dimensional.

Apresenta-se a seguir um gráfico qualitativo para ilustrar a retração nas peças de madeira.

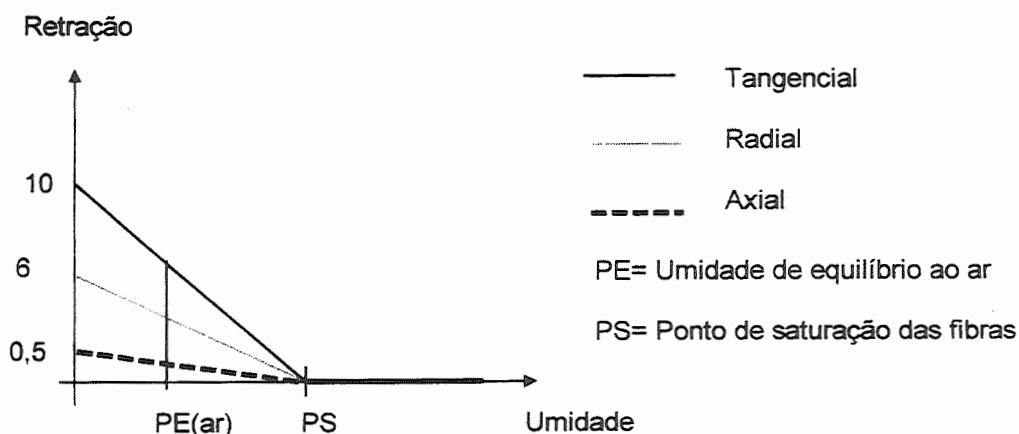


FIGURA 7 - Retração na madeira

Um processo inverso também pode ocorrer, o inchamento, que se dá quando a madeira fica exposta a condições de alta umidade onde ao invés de perder água ela absorve, provocando um aumento nas dimensões das peças.

### 3.4. RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO

---

Erroneamente, a madeira é considerada um material de baixa resistência ao fogo. Isto se deve, principalmente, à falta de conhecimento das suas propriedades de resistência quando submetida a altas temperaturas e quando exposta à chama, pois, sendo bem dimensionada ela apresenta resistência ao fogo superior à de outros materiais estruturais.

Uma peça de madeira exposta ao fogo torna-se um combustível para a propagação das chamas, porém, após alguns minutos, uma camada mais externa da madeira se carboniza tornando-se um isolante térmico, que retém o calor, auxiliando, assim, na contenção do incêndio, evitando que toda a peça seja destruída. A proporção de madeira carbonizada com o tempo varia de acordo com a espécie e as condições de exposição ao fogo. Entre a porção carbonizada e a madeira sã encontra-se uma região intermediária afetada pelo fogo mas não carbonizada, porção esta que não deve ser levada em consideração na resistência.

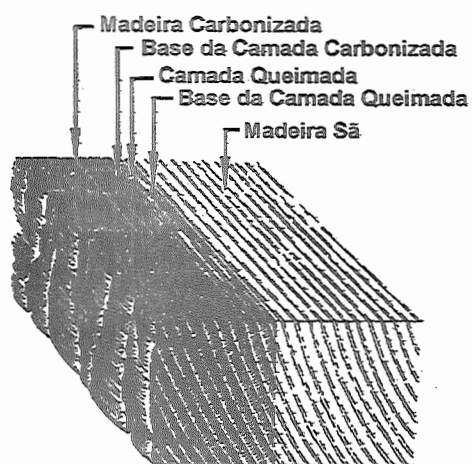


FIGURA 8 - Resistência ao fogo (Fonte: RITTER, 1990)

Outra característica importante da madeira com relação ao fogo é o fato de não apresentar distorção quando submetida a altas temperaturas; tal como ocorre com o aço, dificultando assim a ruína da estrutura, conforme pode ser observado na figura 8. Essa figura apresenta os perfis metálicos retorcidos devido à perda de resistência sob alta temperatura, apoiados sobre uma viga de madeira que, apesar de carbonizada, ainda possui resistência.

### 3.5. DURABILIDADE NATURAL

A durabilidade da madeira, com relação à biodeterioração, depende da espécie e das características anatômicas. Certas espécies apresentam alta resistência natural ao ataque biológico enquanto outras são menos resistentes.

Outro ponto importante que deve ser destacado é a diferença na durabilidade da madeira de acordo com a região da tora da qual a peça de madeira foi extraída, pois, como visto anteriormente, o cerne e o alburno apresentam características diferentes, incluindo-se aqui a durabilidade natural, com o alburno sendo muito mais vulnerável ao ataque biológico.

A baixa durabilidade natural de algumas espécies pode ser compensada por um tratamento preservativo adequado às peças, alcançando-se assim melhores níveis de durabilidade, próximos dos apresentados pelas espécies naturalmente resistentes.

### **3.6. RESISTÊNCIA QUÍMICA**

---

A madeira, em linhas gerais, apresenta boa resistência a ataques químicos. Em muitas indústrias é preferida em lugar de outros materiais que sofrem mais facilmente o ataque de agentes químicos. Em alguns casos a madeira pode sofrer danos devidos ao ataque de ácidos ou bases fortes. O ataque das bases provoca aparecimento de manchas esbranquiçadas decorrentes da ação sobre a lignina e a hemicelulose da madeira. Os ácidos também atacam a madeira causando uma redução no seu peso e na sua resistência.

## 4. PROPRIEDADES MECÂNICAS DA MADEIRA

As propriedades mecânicas são as responsáveis pela resposta da madeira quando solicitada por forças externas. São divididas em propriedades de resistência e elasticidade.

A norma brasileira para estruturas de madeira apresenta os métodos de ensaio para a determinação destas propriedades.

### 4.1. PROPRIEDADES ELÁSTICAS

---

Elasticidade é a capacidade do material de retornar à sua forma inicial, após retirada a ação externa que o solicitava, sem apresentar deformação residual. Apesar de não ser um material elástico ideal pois apresenta uma deformação residual após a solicitação, a madeira pode ser considerada como tal para a maioria das aplicações estruturais.

As propriedades elásticas são descritas por três constantes: o módulo de elasticidade longitudinal (E), o módulo de elasticidade transversal (G) e o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Como a madeira é um material ortotrópico, as propriedades de elasticidade variam de acordo com a direção das fibras em relação à direção de aplicação da força.

#### 4.1.1. Módulo de Elasticidade (E)

De acordo com a norma brasileira trabalha-se com três valores de módulo de elasticidade: o módulo de elasticidade longitudinal ( $E_0$ ), determinado através do ensaio de compressão paralela às fibras da madeira; o módulo de elasticidade normal ( $E_{90}$ ), que pode ser representado como uma fração do módulo de elasticidade longitudinal pela seguinte expressão:

$$E_{90} = \frac{E_0}{20} \quad (\text{Fonte: NBR 7190:1997})$$

ou ser determinado por ensaio de laboratório; e o módulo de elasticidade na flexão ( $E_M$ ), que também pode ser determinado de acordo com o método de ensaio apresentado pela norma brasileira e pode ser relacionado com o módulo de elasticidade longitudinal pelas expressões abaixo:

Para as coníferas	$E_M = 0,85 E_0$	(Fonte: NBR 7190:1997)
Para as dicotiledôneas	$E_M = 0,90 E_0$	(Fonte: NBR 7190:1997)

#### 4.1.2. Módulo de elasticidade transversal (G)

Pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade longitudinal ( $E_0$ ), pela seguinte relação:

$$G = \frac{E_0}{20} \quad (\text{Fonte: NBR 7190:1997})$$

#### 4.1.3. Coeficiente de Poisson

A norma brasileira, **NBR 7190:1997**, não traz em seu texto nenhuma especificação a respeito de valores do coeficiente de Poisson para a madeira.

### 4.2. PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA

---

Estas propriedades descrevem as resistências últimas de um material quando solicitado por uma força.

Da mesma forma que o exposto anteriormente, as propriedades de resistência da madeira também diferem segundo os três eixos principais, embora com valores muito próximos nas direções tangencial e radial. Por isso, as propriedades de resistência são analisadas segundo duas direções: paralela e normal às fibras.

#### 4.2.1. Compressão

Três são as solicitações às quais se pode submeter a madeira na compressão: normal, paralela ou inclinada em relação às fibras.

Quando a peça é solicitada por compressão paralela às fibras, as forças agem paralelamente à direção do comprimento das células. Desta forma as células, em conjunto, conferem uma grande resistência à madeira na compressão.

Para o caso de solicitação normal às fibras, a madeira apresenta valores de resistência menores que os de compressão paralela, pois a força é aplicada na direção normal ao comprimento das células, direção esta onde as células apresentam baixa resistência. Os valores de resistência à compressão normal às fibras são da ordem de 1/4 dos valores apresentados pela madeira na compressão paralela. A figura 9 mostra de maneira simplificada o comportamento da madeira quando solicitada à compressão.

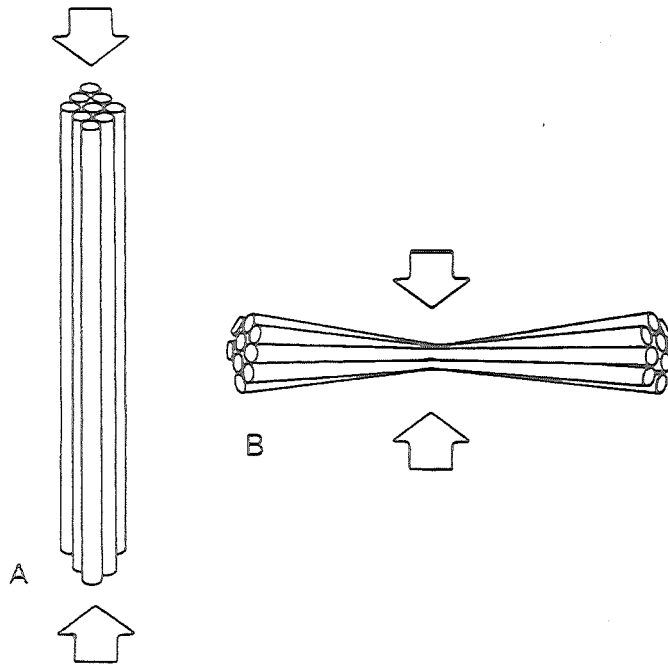


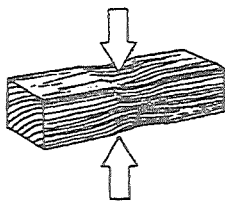
FIGURA 9 - Comportamento da madeira na compressão (Fonte: RITTER, 1990)

Já para solicitações inclinadas em relação às fibras da madeira adotam-se valores intermediários entre a compressão paralela e a normal, valores estes obtidos pela expressão de Hankinson:

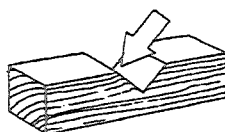
$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2 \theta + f_{c90} \cos^2 \theta}$$



Compressão paralela: tendência de encurtar as células da madeira ao longo do seu eixo longitudinal.



Compressão normal: comprime as células da madeira perpendicularmente ao eixo longitudinal.



Compressão inclinada: age tanto paralela como perpendicularmente às fibras.

FIGURA 10 - Compressão na madeira (Fonte: RITTER, 1990)

### 4.2.2. Tração

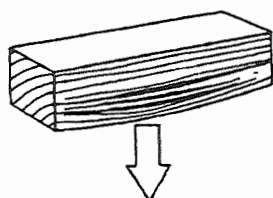
Duas solicitações diferentes de tração podem ocorrer em peças de madeira: tração paralela ou tração perpendicular às fibras da madeira. As propriedades da madeira referentes a estas solicitações diferem consideravelmente.

A ruptura por tração paralela às fibras pode ocorrer de duas maneiras, por deslizamento entre as células ou por ruptura das paredes das células. Em ambos os modos de ruptura a madeira apresenta baixos valores de deformação e elevados valores de resistência.

Já na ruptura por tração normal às fibras, a madeira apresenta baixos valores de resistência. Na tração, análogo ao caso da compressão normal às fibras, os esforços agem na direção perpendicular ao comprimento das fibras tendendo a separá-las, alterando significativamente a sua integridade estrutural e apresenta baixos valores de deformação. Deve-se evitar, para efeito de projetos, a consideração da resistência da madeira quando solicitada à tração na direção normal às fibras.



Tração paralela: alongamento das células da madeira ao longo do eixo longitudinal



Tração normal: tende a separar as células da madeira perpendicular ao seus eixos, onde a resistência é baixa, devendo ser evitada.

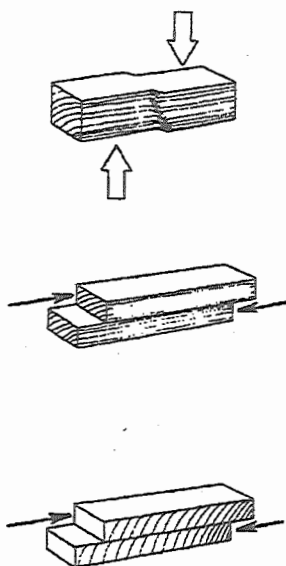
FIGURA 11 - Tração na madeira (Fonte: RITTER, 1990)

### 4.2.3. Cisalhamento

Existem três tipos de cisalhamento que podem ocorrer em peças de madeira. O primeiro se dá quando a ação age no sentido perpendicular às fibras (cisalhamento vertical), este tipo de solicitação não é crítico na madeira, pois, antes de romper por cisalhamento a peça já apresentará problemas de resistência na compressão normal.

Os outros dois tipos de cisalhamento referem-se à força aplicada no sentido longitudinal às fibras (cisalhamento horizontal) e à força aplicada perpendicular às linhas dos anéis de crescimento (cisalhamento "rolling"). O caso mais crítico é

o do cisalhamento horizontal que leva à ruptura pelo escorregamento entre as células de madeira. Já o cisalhamento "rolling" produz uma tendência das células rolarem umas sobre as outras.



Cisalhamento vertical: deforma as células da madeira perpendicularmente ao eixo longitudinal. Normalmente não é considerada pois, outras falhas ocorrerão antes.

Cisalhamento horizontal: produz a tendência das células da madeira de separarem e escorregarem longitudinalmente.

Cisalhamento perpendicular: Produz a tendência das células da madeira rolarem umas sobre as outras, transversalmente ao eixo longitudinal.

FIGURA 12 - Cisalhamento na madeira (Fonte: RITTER, 1990)

#### 4.2.4. Flexão simples

Quando a madeira é solicitada à flexão simples ocorrem quatro tipos de esforços: compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, cisalhamento horizontal e nas regiões dos apoios compressão normal às fibras. A ruptura em peças de madeira solicitadas à flexão ocorre pela formação de minúsculas falhas de compressão seguidas pelo desenvolvimento de enrugamentos de compressão macroscópicos. Este fenômeno gera o aumento da área comprimida na seção e a redução da área tracionada, podendo, eventualmente, romper por tração.

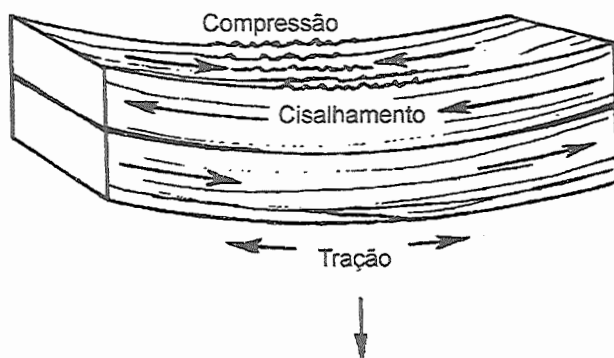


FIGURA 13 - Flexão na madeira (Fonte: RITTER, 1990)

#### **4.2.5. Torção**

As propriedades da madeira solicitadas por torção são muito pouco conhecidas. A norma brasileira recomenda evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, em virtude do risco de ruptura por tração normal às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

#### **4.2.6. Resistência ao choque**

A resistência ao choque é a capacidade do material absorver rapidamente energia pela deformação. A madeira é considerada um material de ótima resistência ao choque. Existem várias formas de quantificar a resistência da madeira ao choque, sendo que a norma brasileira prevê o ensaio de flexão dinâmica para determiná-la.

### **4.3. FATORES QUE INFLUENCIAM NAS PROPRIEDADES DA MADEIRA**

Pelo fato da madeira ser um material de origem biológica, está sujeita a variações na sua estrutura que podem acarretar mudanças nas suas propriedades. Estas mudanças são resultantes de três fatores principais: anatômicos, ambientais e de utilização.

#### **4.3.1. Fatores anatômicos**

##### ***Densidade***

Quanto maior a densidade, maior é a quantidade de madeira por volume e como consequência a resistência também aumenta.

Alguns cuidados devem ser tomados com valores da densidade, pois, a presença de nós, resinas e extratos pode aumentar a densidade sem contudo contribuir para uma melhoria significativa na resistência.

Outro fator importante a ser destacado refere-se à umidade da madeira quando determinada a densidade, como descrito no item 3.2.

##### ***Inclinação das fibras***

A inclinação das fibras tem uma influência significativa sobre as propriedades da madeira a partir de certos valores. Esta inclinação descreve o desvio da orientação das fibras da madeira em relação a uma linha paralela à borda da peça.

A norma brasileira permite desconsiderar a influência da inclinação das fibras para ângulos de até 6°. A partir deste valor deve-se verificar a variação das propriedades da madeira pela fórmula de Hankinson, apresentada no item 4.2.1.

### **Nós**

Os nós são originários dos galhos existentes nos troncos da madeira após o desbaste dos mesmos. Existem dois tipos de nós, os soltos e os firmes. Ambos reduzem a resistência da madeira pelo fato de interromperem a continuidade e direção das fibras. Também podem causar efeitos localizados de tensão concentrada. A influência de um nó depende do seu tamanho, localização, forma, firmeza e do tipo de tensão considerada. No geral os nós têm maior influência na tração do que na compressão.

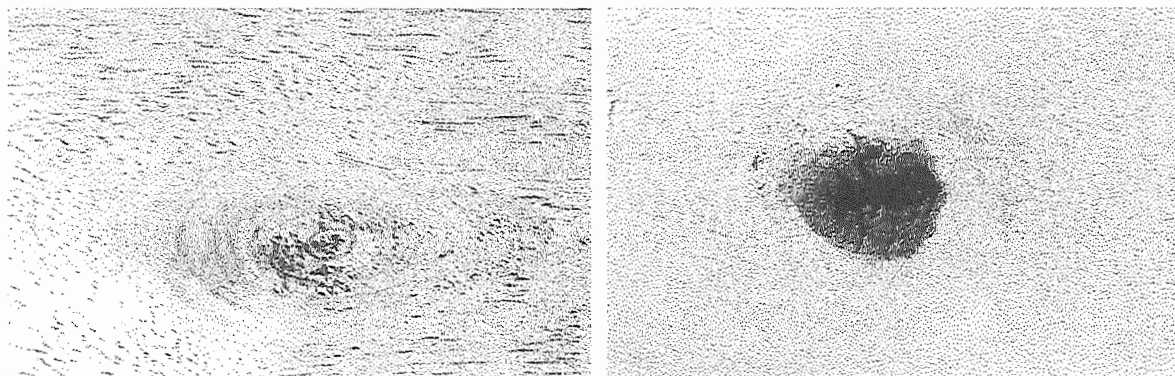


FIGURA 14 - Presença de nós na madeira (MAINIERI, 1983)

### **Falhas naturais da madeira**

Dois tipos de falhas principais podem ocorrer devido à natureza da madeira. A primeira delas está relacionada com o encurvamento do tronco e dos galhos durante o crescimento da árvore, alterando o alinhamento das fibras e podendo influenciar na resistência. Outro fator a ser observado é a presença de alborno, que por suas próprias características físicas apresenta valores de resistência menores.

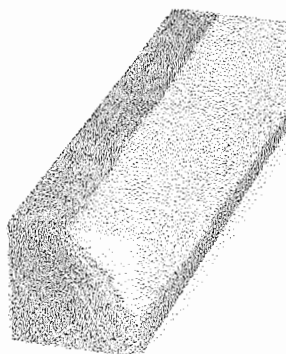


FIGURA 15 - Presença de alborno (Fonte: MAINIERI, 1983)



### ***Presença de medula***

Quando a peça serrada contém a medula, provoca diminuição da resistência mecânica e facilita o ataque biológico. Podem também surgir rachaduras no cerne próximas à medula, decorrentes de fortes tensões internas devidas ao processamento.

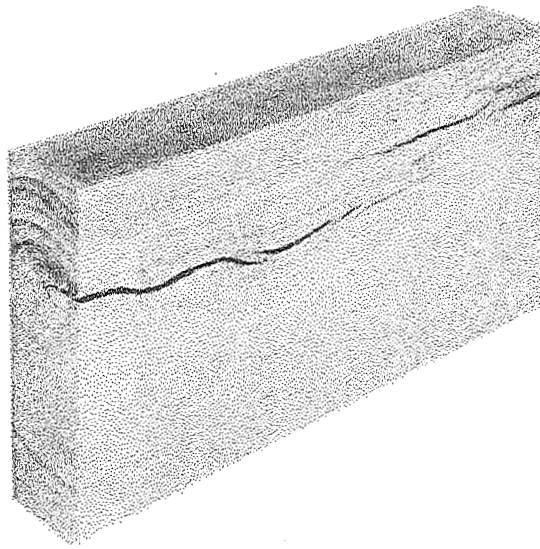


FIGURA 16 - Medula (Fonte: MAINIERI, 1983)

### ***Faixas de parênquima***

As faixas de parênquima têm baixa densidade e pouca resistência mecânica. Quando presentes em elementos submetidos à compressão, estes podem entrar em ruína por separação dos anéis.

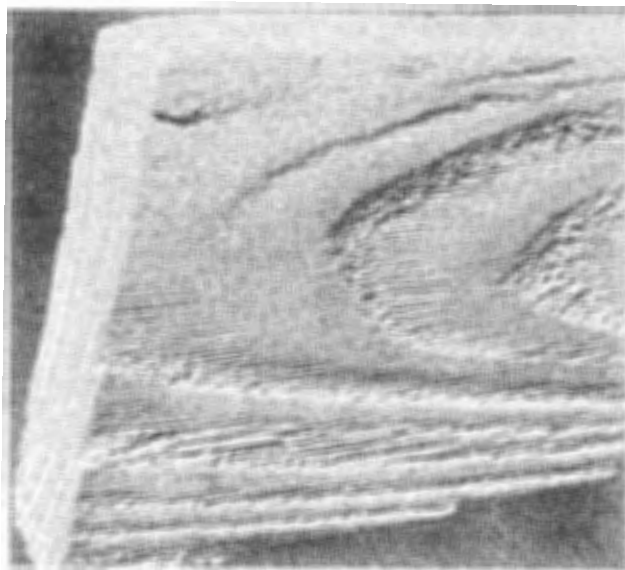
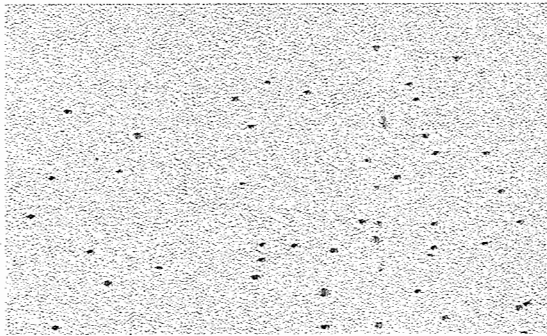


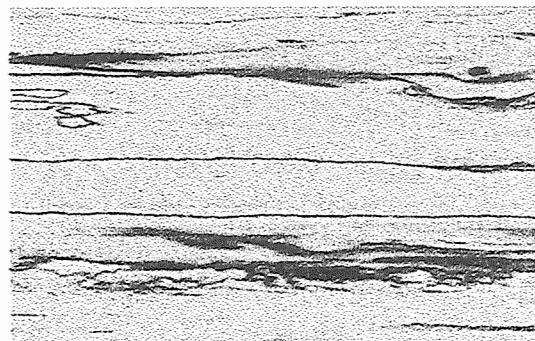
FIGURA 17 - Faixas de parênquima (Fonte: MAINIERI, 1983)

### 4.3.2. Defeitos por ataques biológicos

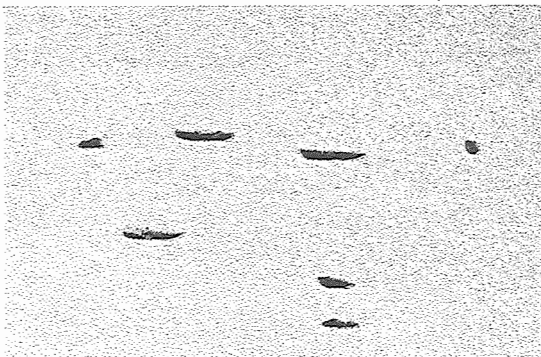
Estes defeitos surgem dos ataques provenientes de fungos ou insetos. Os insetos causam as perfurações, que podem ser pequenas ou grandes, já os fungos causam manchas azuladas e podridões (clara ou parda), como ilustrado na figura abaixo.



Perfurações pequenas



Podridão



Perfurações grandes



Podridão

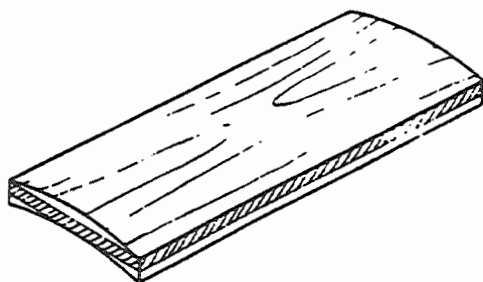


Mancha

FIGURA 18 - Ataques biológicos (Fonte: MAINIERI, 1983)

### 4.3.3. Defeitos de secagem

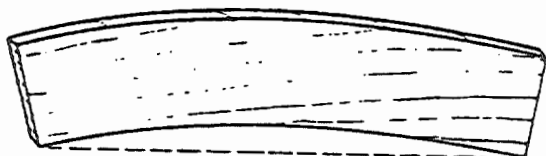
São originados pela deficiência dos sistemas de secagem e armazenamento das peças. Podem ser: encanoamento, arqueamento, encurvamento, torcimento e rachadura, como mostra a figura abaixo.



Encanoamento



Encurvamento



Arqueamento

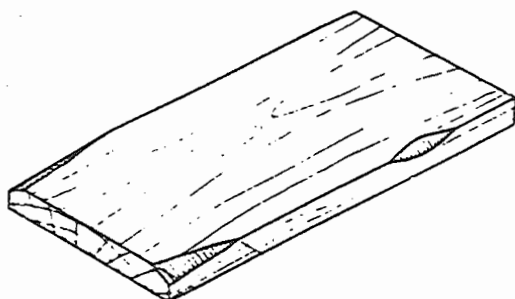


Torcimento

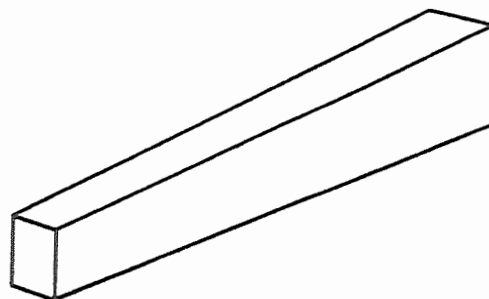
FIGURA 19 - Defeitos de secagem (Fonte: MAINIERI, 1983)

### 4.3.4. Defeitos de processamento da madeira

São defeitos originados na manipulação, transporte, armazenamento e desdobro da madeira. Destacam-se aqui dois defeitos principais: as arestas quebradas e a variação da seção transversal, como mostra a figura 20.



Arestas quebradas



Varição da seção transversal

FIGURA 20 - Defeitos de processamento (Fonte: MAINIERI, 1983)

## 4.4. DIMENSÕES COMERCIAIS DA MADEIRA

---

Apresenta-se na tabela abaixo a nomenclatura, seguida das seções comerciais das madeiras encontradas comercialmente no Brasil.

TABELA 2 - Madeira serrada

Nomenclatura	Seção Transversal Nominal (cm)
Ripas	1,2 x 5,0 ; 1,5 x 5,0
Ripões	2,0 x 5,0 ; 2,5 x 6,0
Sarrafos	2,0 x 10,0 ; 3,0 x 12,0 ; 3,0 x 16,0
Caibros	5,0 x 6,0 ; 6,0 x 6,0
Caibrões	5,0 x 8,0 ; 6,0 x 8,0
Pontaletes	7,5 x 7,5 ; 10,0 x 10,0
Vigotas, Vigas	6,0 x 12,0 ; 6,0 x 16,0
Tábuas	2,5 x 22,0 ; 2,5 x 30,0
Pranchas	4,0 x 20,0 ; 4,0 x 30,0
Pranchões	6,0 x 20,0 ; 6,0 x 30,0
Postes	12,0 x 12,0 ; 15,0 x 15,0

TABELA 3 - Postes roliços

Comprimento (m)	Tipo	Diâmetro	
		Base (cm)	Topo (cm)
7	leve	18,5	13,7
8	leve	19,7	14,0
9	leve	20,8	14,3
	médio	23,6	17,2
	pesado	27,7	21,3
10	leve	21,6	14,6
	médio	24,8	17,8
	pesado	28,6	21,6
11	leve	22,6	15,0
	médio	25,8	18,1
	pesado	29,9	22,3
12	leve	23,6	15,3
	médio	26,7	18,5
	pesado	30,8	22,6
13	médio	25,4	16,2
	pesado	29,6	20,4
14	médio	26,4	16,5
	pesado	30,6	20,7
15	médio	27,0	16,5
	pesado	30,8	20,4
16	médio	28,0	16,9
	pesado	32,4	21,3
17	médio	29,3	17,5
	pesado	33,7	22,0
18	médio	29,9	17,5
	pesado	34,4	22,0
19	médio	31,2	17,8
	pesado	36,3	22,0
20	médio	32,5	17,8
	pesado	37,7	22,6

## **5. CONSIDERAÇÕES GERAIS PARA PROJETOS**

### **5.1. INTRODUÇÃO**

---

A norma brasileira para projeto de estruturas de madeira especifica que um projeto é composto por memorial justificativo, desenhos e, também por plano de execução quando há particularidades do projeto que interfiram na construção.

O memorial justificativo deve conter os seguintes elementos:

- Descrição do arranjo global tridimensional da estrutura.
- Esquemas adotados na análise dos elementos estruturais e identificação de suas peças.
- Análise estrutural.
- Propriedades dos materiais.
- Dimensionamento e detalhamento esquemático das peças estruturais.
- Dimensionamento e detalhamento esquemático das emendas, uniões e ligações.

Os desenhos devem estar em acordo com o anexo A da NBR 7190:1997.

Deve ser mantida coerência de nomenclatura entre o memorial justificativo, os desenhos e as relações entre os cálculos e detalhamentos.

### **5.2. HIPÓTESES BÁSICAS DE SEGURANÇA**

---

#### **5.2.1. Estados limites**

São os estados assumidos pela estrutura, a partir dos quais apresenta desempenhos inadequados às finalidades da construção.

##### ***Estados limites últimos***

Estados que por sua simples ocorrência determinam a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

##### ***Estados limites de utilização***

Estados que por sua ocorrência, repetição ou duração, causam efeitos estruturais que não respeitam as condições especificadas para o uso normal da construção, ou que são indícios de comprometimento da durabilidade da construção.

### 5.3. AÇÕES

A norma brasileira NBR 8681 (Ações e segurança nas estruturas) define ações como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. As ações podem ser de três tipos:

- a) Ações permanentes: são aquelas que apresentam pequena variação durante praticamente toda a vida da construção.
- b) Ações variáveis: ao contrário das ações permanentes as ações variáveis apresentam variação significativa durante a vida da construção.
- c) Ações excepcionais: são aquelas que apresentam duração extremamente curta, e com baixa probabilidade de ocorrência, durante a vida da construção.

Para a elaboração dos projetos, as ações devem ser combinadas, com a aplicação de coeficientes sobre cada uma delas, para levar em conta a probabilidade de ocorrência simultânea. A aplicação das ações deve ser feita de modo a se conseguirem as situações mais críticas para a estrutura.

A fim de levar em conta o bom comportamento estrutural da madeira para cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação a estados limites últimos, pode-se fazer uma redução de 25% sobre as solicitações.

No caso da verificação de peças metálicas, inclusive nos elementos de ligação, deve ser considerada a totalidade dos esforços devidos à ação do vento.

#### 5.3.1. Classes de carregamento

As classes de carregamento de qualquer combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável tomada como principal na combinação. As classe de carregamento estão especificadas na tabela abaixo.

TABELA 4 - Classes de carregamento (Fonte: NBR 7190:1997)

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	mais de 6 meses
Média duração	Média duração	1 semana a 6 meses
Curta duração	Curta duração	menos de 1 semana
Duração instantânea	Duração instantânea	muito curta

### **5.3.2. Carregamentos**

#### ***Carregamento normal***

Um carregamento é normal quando inclui apenas as ações decorrentes do uso previsto para a construção, é considerado de longa duração e deve ser verificado nos estados limites último e de utilização.

Como exemplo podemos citar para coberturas a consideração do peso próprio e do vento e para pontes o peso próprio junto com o trem-tipo.

#### ***Carregamento especial***

Neste carregamento estão incluídas as ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, superando os efeitos considerados para um carregamento normal. Como por exemplo o transporte de um equipamento especial sobre uma ponte, que supere o carregamento do trem-tipo considerado.

A classe de carregamento é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável especial.

#### ***Carregamento excepcional***

Na existência de ações com efeitos catastróficos o carregamento é definido como excepcional, e corresponde à classe de carregamento de duração instantânea. Como exemplo temos a ação de um terremoto.

#### ***Carregamento de construção***

Outro caso particular de carregamento é o de construção, onde os procedimentos de construção podem levar a estados limites últimos, como por exemplo o içamento de uma treliça.

Determina-se a classe de carregamento pela duração acumulada da situação de risco.

### **5.3.3. Situações de projeto**

São três as situações de projeto que podem ser consideradas: duradouras, transitórias e excepcionais.

Nas situações duradouras são verificados os estados limites últimos e de utilização, devem ser consideradas em todos os projetos e têm a duração igual ao período de referência da estrutura. Para os estados limites últimos consideram-se as combinações normais de carregamento (item 5.3.2), enquanto que para os estados limites de utilização devem ser verificadas as combinações de longa ou média duração.

Quando a duração for muito menor que o período de vida da construção tem-se uma situação transitória. Deve ser verificada quando existir um carregamento especial para a construção e na maioria dos casos pode-se verificar apenas estados limites últimos. Caso seja necessária a verificação dos estados limites de utilização, ela deve ser feita com combinações de média ou curta duração.

As situações com duração extremamente curta são consideradas excepcionais e somente são verificadas para os estados limites últimos.

### 5.3.4. Combinações de ações

#### *Estados limites últimos*

Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left( F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right)$$

Neste caso as ações variáveis são divididas em dois grupos, as principais ( $F_{Q1,k}$ ) e as secundárias ( $F_{Qj,k}$ ) com seus valores reduzidos pelo coeficiente  $\psi_{0j}$ , que leva em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea das ações variáveis. Para as ações permanentes devem ser feitas duas verificações, a favorável e a desfavorável, por meio do coeficiente  $\gamma_g$ .

Combinações últimas especiais ou de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left( F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right)$$

A única alteração em relação às combinações últimas normais está na consideração do coeficiente  $\psi_{0j}$ , que será o mesmo, a menos que a ação variável principal  $F_{Q1}$  tenha um tempo de atuação muito pequeno, neste caso  $\psi_{0j,ef} = \psi_{2j}$ .

Combinações últimas excepcionais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$$

Neste caso a diferença está na consideração da ação transitória excepcional sem coeficientes.

## **Estados limites de utilização**

### **Combinações de longa duração**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Esta combinação é utilizada no controle usual de deformações das estruturas. As ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração.

### **Combinações de média duração**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Utiliza-se esta combinação no caso de existirem materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura. Nestas condições a ação variável principal atua com valores de média duração e as demais com os valores de longa duração.

### **Combinações de curta duração**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$$

São utilizadas quando for importante impedir defeitos decorrentes das deformações da estrutura. Neste caso a ação variável principal atua com seus valores referentes a média duração.

### **Combinações de duração instantânea**

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{Q,esp} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Neste caso tem-se a ação variável especial e as demais ações variáveis agindo com valores referentes a combinações de longa duração.

## **5.3.5. Coeficientes para as combinações de ações**

### **Combinações últimas**

Para as combinações nos estados limites últimos são utilizados os seguintes coeficientes:

$\gamma_g$  = coeficiente para as ações permanentes

$\gamma_Q$  = coeficiente de majoração para as ações variáveis

$\psi_0$  = coeficiente de minoração para as ações variáveis secundárias

$\psi_{0,ef}$  = coeficiente de minoração para as ações variáveis secundárias de longa duração

Os valores dos coeficientes apresentados pela norma são os seguintes:

Ações permanentes ( $\gamma_g$ )

*Ações permanentes de pequena variabilidade*

A norma brasileira considera como de pequena variabilidade o peso da madeira classificada estruturalmente cuja densidade tenha coeficiente de variação não superior a 10%, e especifica para este caso os seguintes valores:

TABELA 5 - Ações permanentes de pequena variabilidade  
(Fonte: NBR 7190:1997)

Combinações	para efeitos(*)	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$
(*) podem ser usados indiferentemente os símbolos $\gamma_g$ ou $\gamma_G$		

*Ações permanentes de grande variabilidade*

Quando o peso próprio da estrutura não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes, adotam-se os valores apresentados na tabela 6.

TABELA 6 - Ações permanentes de grande variabilidade (Fonte: NBR 7190:1997)

Combinações	para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

### Ações permanentes indiretas

Para as ações permanentes indiretas, como os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais, adotam-se os valores indicados na tabela 7.

TABELA 7 - Ações permanentes indiretas (Fonte: NBR 7190:1997)

Combinações	para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_{\varepsilon} = 1,2$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$
Especiais ou de Construção	$\gamma_{\varepsilon} = 1,2$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$
Excepcionais	$\gamma_{\varepsilon} = 0$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$

### Ações variáveis ( $\gamma_Q$ )

A norma brasileira especifica os seguintes valores para  $\gamma_Q$  em análise de combinações últimas:

TABELA 8 - Ações variáveis (Fonte: NBR 7190:1997)

Combinações	ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1,4$	$\gamma_{\varepsilon} = 1,2$
Especiais ou de Construção	$\gamma_Q = 1,2$	$\gamma_{\varepsilon} = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1,0$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$

### Ações variáveis secundárias ( $\psi_0$ )

Este coeficiente varia de acordo com a ação considerada, como pode ser visto na tabela 9.

### Ações variáveis secundárias de longa duração ( $\psi_{0,ef}$ )

O coeficiente de minoração para ações variáveis secundárias ( $\psi_{0,ef}$ ) é igual ao coeficiente de minoração para ações variáveis ( $\psi_0$ ) adotado nas combinações normais, salvo quando a ação variável principal  $F_{Q1}$  tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso este, em que  $\psi_{0,ef}$  pode ser tomado com o correspondente valor de  $\psi_2$ , utilizado nas combinações de estados limites de utilização.

### Combinações de utilização

Para as combinações nos estados limites de utilização são utilizados os seguintes coeficientes:

- $\psi_1$  = coeficiente para as ações variáveis de média duração
- $\psi_2$  = coeficiente para as ações variáveis de longa duração

Os valores de  $\psi_1$  e  $\psi_2$  são apresentados na tabela 9.

TABELA 9 - Fatores de minoração (Fonte: NBR 7190:1997)

Ações em estruturas correntes	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
- 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	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
- 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	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
- 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

## 6. PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DA MADEIRA

### 6.1. PROPRIEDADES DA MADEIRA A SEREM CONSIDERADAS

---

São quatro as propriedades da madeira a serem consideradas no dimensionamento de elementos estruturais: densidade, resistência, rigidez ou módulo de elasticidade e umidade.

A densidade é utilizada na determinação do peso próprio do madeiramento da estrutura, e pode-se adotar o valor da densidade aparente, como definida no item 3.2.

Para a resistência, podem ser utilizados valores obtidos de ensaios de caracterização de espécies realizados em laboratório ou valores de resistências fornecidos pela norma brasileira de estruturas de madeira que apresenta as características de diversas espécies ou de acordo com a classe de resistência que a espécie pertence. Estes valores de resistência são determinados convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a corpos-de-prova normalizados e isentos de defeitos até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrição de emprego do material em elementos estruturais.

O módulo de elasticidade da madeira determina o seu comportamento na fase elástico-linear. Devem ser conhecidos os módulos nas direções paralela ( $E_0$ ) e normal ( $E_{90}$ ) às fibras. Na falta da determinação experimental do módulo de elasticidade na direção normal às fibras pode ser utilizada a seguinte relação:

$$E_{90} = \frac{1}{20} E_0$$

Como já visto anteriormente, a umidade presente na madeira pode alterar as suas propriedades de resistência e elasticidade, por isso, deve-se ajustar estas propriedades em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas. Este ajuste é feito em função das classes de umidade como apresentado na tabela 10.

Os valores das propriedades de resistência e elasticidade da madeira apresentados neste trabalho são referentes à umidade padrão de referência de 12%. Caso alguma propriedade seja obtida por ensaios de laboratório com teor diferente de umidade ( $10\% \leq U \leq 20\%$ ) deve-se fazer a correção pelas seguintes expressões:

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

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

TABELA 10 - Classes de umidade (Fonte: NBR 7190:1997)

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	$\geq 25\%$

Para valores de umidade superior a 20% e temperaturas entre 10°C e 60°C admite-se como desprezível as variações nas propriedades da madeira.

Na hipótese de execução da classificação de um lote de madeira para utilização estrutural, a norma brasileira especifica três procedimentos distintos que podem ser tomados para a caracterização das propriedades de resistência e um procedimento para as propriedades de elasticidade, como descritos a seguir:

#### 6.1.1. Caracterização completa da resistência da madeira serrada

Esta caracterização é recomendada para espécies de madeira não conhecidas, e consiste da determinação das seguintes propriedades:

- Resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{c,0}$ ).
- Resistência à tração paralela às fibras ( $f_{t,0}$ ).
- Resistência à compressão normal às fibras ( $f_{c,90}$ ).
- Resistência à tração normal às fibras ( $f_{t,90}$ ).
- Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ( $f_{v,0}$ ).
- Resistência de embutimento paralelo ( $f_{e,0}$ ) e normal ( $f_{e,90}$ ) às fibras.
- Densidade básica.

Todos os procedimentos para a realização dos ensaios de classificação estão descritos no anexo E da norma brasileira.

#### 6.1.2. Caracterização mínima da resistência da madeira serrada

Esta caracterização é recomendada para espécies de madeira pouco conhecidas, e consiste da determinação das seguintes propriedades:

- Resistência à compressão paralela às fibras ( $f_{c,0}$ ).
- Resistência à tração paralela às fibras ( $f_{t,0}$ ).

- Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ( $f_{v,0}$ ).
- Densidade básica e densidade aparente.

No caso da impossibilidade da execução dos ensaios de tração pode-se admitir que este valor seja igual ao da resistência à tração na flexão.

### 6.1.3. Caracterização simplificada da resistência da madeira serrada

Para espécies de madeira usuais pode-se fazer a classificação simplificada a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras, adotando-se as seguintes relações para os valores característicos das resistências:

$$f_{c0,k} / f_{t0,k} = 0,77$$

$$f_{tm,k} / f_{t0,k} = 1,0$$

$$f_{c90,k} / f_{c0,k} = 0,25$$

$$f_{e0,k} / f_{c0,k} = 1,0$$

$$f_{e90,k} / f_{c0,k} = 0,25$$

$$\text{Para coníferas: } f_{v0,k} / f_{c0,k} = 0,15$$

$$\text{Para dicotiledôneas: } f_{v0,k} / f_{c0,k} = 0,12$$

### 6.1.4. Caracterização da rigidez da madeira

#### *Caracterização completa*

A caracterização completa da rigidez da madeira é feita por meio da determinação dos seguintes valores, que devem ser referidos à condição padrão de umidade ( $U=12\%$ ), com a realização de pelo menos dois ensaios:

- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela ( $E_{c0,m}$ ).
- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão normal ( $E_{c90,m}$ ).

Os valores dos módulos de elasticidade na compressão e tração são considerados equivalentes.

#### *Caracterização simplificada*

Pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras:

- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela ( $E_{c0,m}$ ).
- Na direção normal vale a relação:  $E_{c90} = (1/20) E_{c0}$ .

Caso não seja possível a realização de ensaios de compressão paralela, pode-se adotar correlações com valores do módulo de elasticidade na flexão como descrito no capítulo 4.

Visando a padronização das propriedades da madeira, a norma adota o conceito de classes de resistência, propiciando, assim, a utilização de várias espécies com propriedades similares em um mesmo projeto. Para isto, o lote de madeira deve ter sido classificado e o revendedor deve apresentar certificados de laboratórios idôneos, que comprovem as propriedades do lote dentro de uma das classes de resistência.

TABELA 11 - Classes de resistência das coníferas (Fonte NBR 7190:1997)

<b>Coníferas</b>					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	$f_{cok}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{parente}$ (kg/m <sup>3</sup> )
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C 30	30	6	14.500	500	600

TABELA 12 - Classes de resistência das dicotiledôneas (Fonte NBR 7190:1997)

<b>Dicotiledôneas</b>					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	$f_{cok}$ (MPa)	$f_{vk}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$\rho_{parente}$ (kg/m <sup>3</sup> )
C 20	20	4	9 500	500	650
C 30	30	5	14.500	650	800
C 40	40	6	19.500	750	950
C 60	60	8	24.500	800	1000

No caso da utilização de uma espécie em particular, com a sua identificação correta, e não sendo possível a classificação do lote para a obtenção das propriedades, pode-se utilizar os valores apresentados na tabela 13.

TABELA 13 - Propriedades de algumas espécies de madeira  
(Fonte: NBR 7190:1997)

Nome comum	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$f_{c0}$ (MPa)	$f_{t0}$ (MPa)	$f_{t90}$ (MPa)	$f_v$ (MPa)	$E_{c0}$ (MPa)	n
Angelim Araroba	Vataireopsis araroba	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim Ferro	Hymenolobium spp	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim Pedra	Hymenolobium petraeum	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim Pedra V.	Dinizia excelsa	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilha	Terminalia spp	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13481	10
Cafearana	Andira spp	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14098	11
Canafistula	Cassia ferruginea	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14613	12
Casca Grossa	Vochysia spp	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16224	31
Castelo	Gossypiospermum praecox	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11105	12
Cedro Amargo	Cedrella odorata	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9839	21
Cedro Doce	Cedrella spp	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8058	10
Champagne	Dipterys odorata	1090	93,2	133,5	2,9	10,7	23002	12
Cupiúba	Goupia glabra	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13627	33
Catiúba	Qualea paraensis	1221	83,8	86,2	3,3	11,1	19426	13
E. Alba	Eucalyptus alba	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
E. Camaldulensis	Eucalyptus camaldulensis	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13286	18
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421	68
E. Cloeziana	Eucalyptus cloeziana	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13963	21
E. Dunnii	Eucalyptus dunnii	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Grandis	Eucalyptus grandis	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12813	103
E. Maculata	Eucalyptus maculata	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
E. Maidene	Eucalyptus maidene	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
E. Microcorys	Eucalyptus microcorys	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
E. Paniculata	Eucalyptus paniculata	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
E. Propinqua	Eucalyptus propinqua	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
E. Punctata	Eucalyptus punctata	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19360	70
E. Saligna	Eucalyptus saligna	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933	67
E. Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17198	29
E. Triantha	Eucalyptus triantha	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14617	08
E. Umbra	Eucalyptus umbra	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14577	08
E. Urophylla	Eucalyptus urophylla	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13166	86
Garapa Roraima	Apuleia leiocarpa	892	78,4	108,0	6,9	11,9	18359	12
Guaiçara	Luetzelburgia spp	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14624	11
Guaruaia	Peltophorum vogelianum	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17212	13
Ipê	Tabebuia serratifolia	1068	76,0	96,8	3,1	13,1	18011	22
Jatobá	Hymenaea spp	1074	93,3	157,5	3,2	15,7	23607	20
Louro Preto	Ocotea spp	684	56,5	111,9	3,3	9,0	14185	24
Maçaranduba	Manilkara spp	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22733	12
Mandioqueira	Qualea spp	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18971	16
Oiticica Amarela	Clarisia racemosa	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14719	12
Pinho do Paraná	Araucaria angustifolia	580	40,9	93,1	1,6	8,8	15225	15
Pinus caribea	Pinus caribea var. caribea	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8431	28
Pinus bahamensis	Pinus caribea var. bahamensis	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7110	32
Pinus hondurensis	Pinus caribea var. hondurensis	535	42,3	50,3	2,6	7,8	9868	99
Pinus elliotii	Pinus elliotii var. elliotii	560	40,4	66,0	2,5	7,4	11889	21
Pinus occarpa	Pinus occarpa shiede	538	43,6	60,9	2,5	8,0	10904	71
Pinus taeda	Pinus taeda L.	645	44,4	82,8	2,8	7,7	13304	15
Quarubarana	Erisma uncinatum	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9067	11
Sucupira	Diplotropis spp	1106	95,2	123,4	3,4	11,8	21724	12
Tatajuba	Bagassa guianensis	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19583	10

As propriedades de resistência e rigidez aqui apresentadas foram determinadas pelos ensaios realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo.

$\rho_{ap(12\%)}$  = massa específica aparente a 12% de umidade

$f_{c0}$  = resistência à compressão paralela às fibras

$f_{t0}$  = resistência à tração paralela às fibras

$f_{t90}$  = resistência à tração normal às fibras

$f_v$  = resistência ao cisalhamento

$E_{c0}$  = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras

n = número de corpos de prova ensaiados

## 6.2. VALORES REPRESENTATIVOS DAS PROPRIEDADES DA MADEIRA

A realização de ensaios de laboratório para a determinação das propriedades da madeira fornece, a partir da análise estatística dos resultados, valores médios dessas propriedades ( $X_m$ ).

Para a utilização destas propriedades em cálculos de estruturas de madeira estes devem ser transformados em valores característicos ( $X_k$ ), para, na seqüência, serem obtidos os valores de cálculo ( $X_d$ ).

A obtenção de valores característicos para resistência de espécies de madeira já investigadas por laboratórios idôneos, é feita a partir dos valores médios dos ensaios pela seguinte relação:

$$X_{k,12} = 0,7X_{m,12}$$

Caso seja feita uma investigação direta da resistência para uma dada espécie de madeira, os valores devem ser obtidos de acordo com o tipo de classificação adotado. Para a caracterização simplificada de espécies usuais deve-se extrair uma amostra composta por pelo menos 6 exemplares, retirados de modo aleatório do lote, que serão ensaiados à compressão paralela às fibras. Já para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, de cada lote serão ensaiados no mínimo 12 corpos-de-prova, para cada uma das resistências a serem determinadas.

Cada lote ensaiado não deve ter volume superior a 12 m<sup>3</sup> e todos os valores devem ser expressos para o teor de umidade padrão de 12%.

O valor característico da resistência deve ser estimado pela expressão:

$$X_k = \left( 2 \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n - 1} - X_n \right) \cdot 1,1$$

onde: n = número de corpos-de-prova ensaiados.

Os resultados devem ser colocados em ordem crescente  $X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_n$ , desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos-de-prova for ímpar e, não se tomando para  $X_k$  valor inferior a  $X_1$  e nem a 0,7 do valor médio.

Obtidos os valores característicos das propriedades da madeira pode-se obter o valor de cálculo  $X_d$ , pela seguinte expressão:

$$X_d = K_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_w}$$

para:

- $\gamma_w$  = coeficiente de minoração das propriedades da madeira
- $K_{\text{mod}}$  = coeficiente de modificação

### 6.2.1 Coeficientes de modificação ( $K_{mod}$ )

Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo de propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade e da qualidade da madeira utilizada.

O coeficiente de modificação é determinado pela expressão a seguir:

$$K_{mod} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3}$$

O coeficiente de modificação  $K_{mod,1}$ , que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, é dado pela tabela 14.

TABELA 14 - Valores de  $K_{mod,1}$  (Fonte: NBR 7190:1997)

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

O coeficiente de modificação  $K_{mod,2}$ , que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, é dado pela tabela 15.

TABELA 15 - Valores de  $K_{mod,2}$  (Fonte NBR 7190:1997)

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

Caso a madeira serrada seja utilizada submersa, deve-se adotar o seguinte valor para o coeficiente de modificação:  $K_{mod,2} = 0,65$ .

O coeficiente de modificação  $K_{mod,3}$ , leva em conta a categoria da madeira utilizada. Para madeira de primeira categoria, ou seja, aquela que passou por classificação visual para garantir a isenção de defeitos e por classificação mecânica para garantir a homogeneidade da rigidez, o valor de  $K_{mod,3}$  é 1,0. Caso contrário, a madeira é considerada como de segunda categoria e o valor de  $K_{mod,3}$  é 0,8.

Para o caso particular das coníferas, deve-se sempre adotar o valor de 0,8, para levar em conta a presença de nós não detectáveis pela inspeção visual.

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade na direção paralela às fibras deve ser tomado como:

$$E_{co,ef} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} \cdot E_{c0,m}$$

## 6.2.2. Coeficientes de ponderação ( $\gamma_w$ )

### *Para estados limites últimos*

A norma brasileira especifica os valores dos coeficientes de ponderação, de acordo com a solicitação:

- Compressão paralela às fibras:  $\gamma_{wc} = 1,4$
- Tração paralela às fibras:  $\gamma_{wt} = 1,8$
- Cisalhamento paralelo às fibras:  $\gamma_{ww} = 1,8$

### *Para estados limites de utilização*

Adota-se o valor básico de  $\gamma_w = 1,0$ .



## 7. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

### 7.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

---

#### 7.1.1. Compressão paralela às fibras

A solicitação de compressão paralela às fibras da madeira pode ocorrer em barras de treliça, pilares não submetidos a forças excêntricas ou a forças que provoquem flexão, ou ainda, em elementos componentes de contraventamentos ou travamentos de conjuntos estruturais.

O critério de dimensionamento de peças estruturais de madeira solicitadas à compressão paralela às fibras depende diretamente do índice de esbeltez ( $\lambda$ ) que ela apresenta. Este índice é calculado a partir da seguinte expressão:

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

sendo  $i_{min}$  o raio de giração mínimo da seção transversal do elemento estrutural e  $L_0$  o comprimento de flambagem do elemento, podendo assumir os seguintes valores:

- $L_0=2L$ , no caso em que uma extremidade do elemento estrutural esteja engastada e a outra livre.
- $L_0=L$ , nos demais casos.

#### *Peças curtas ( $\lambda \leq 40$ )*

Para elementos estruturais comprimidos axialmente a condição de segurança é expressa por:

$$\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d}, \text{ onde:}$$

$\sigma_{c0,d}$ =tensão de compressão atuante (valor de cálculo);

$f_{c0,d}$ =resistência de cálculo à compressão.

**EXEMPLO 1:** Verificar se uma barra de treliça,  $L_0=133$  cm, seção transversal de  $2 \times (3 \text{ cm} \times 12 \text{ cm})$ , é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente: -675 daN

Vento de pressão: -294 daN

Considerar: Dicotiledônea - classe C60.

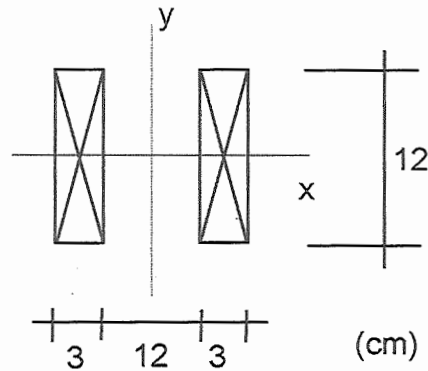
### Propriedades geométricas:

$$A=72 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min}=864 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min}=3,46 \text{ cm}$$

$$\lambda=38 < 40 - \text{Peça curta}$$



**Combinação das ações:** Permanente + Vento = Comb. última normal

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

Não existe ação variável secundária

Coefficientes:

$$\gamma_g=1,4 \text{ (Ação permanente de grande variabilidade)}$$

$$\gamma_Q=1,4 \text{ (Ação variável - normal)}$$

Ação variável de curta duração: redução=0,75

$$F_d=1,4 \times 675 + 0,75 \times 1,4 \times 294 = 1254 \text{ daN}$$

**Propriedades da madeira:**

Cálculo de  $f_{c0,d}$ :

$$f_{c0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w}$$

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3}$$

$K_{\text{mod},1}$  = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração  $\rightarrow K_{\text{mod},1} = 0,70$

$K_{\text{mod},2}$  = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada  $\rightarrow K_{\text{mod},2} = 1,0$

$K_{\text{mod},3}$  = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria  $\rightarrow K_{\text{mod},3} = 0,8$

$$K_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$  Função do tipo de sollicitação

Compressão (E.L.U.)  $\rightarrow \gamma_{wc} = 1,4$

Madeira classe C60  $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

**Tensão atuante:**

$$\sigma_{c0,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{1254}{72} \Rightarrow \sigma_{c0,d} = 17,4 \frac{daN}{cm^2}$$

**Verificação:**

$$\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d} \Rightarrow 17,4 < 240 \quad \text{OK!}$$

Como será apresentado mais adiante, seria necessária alguma verificação referente à peça composta.

**Peças medianamente esbeltas ( $40 < \lambda \leq 80$ )**

Deve ser garantida a segurança em relação ao estado limite último de instabilidade. Esta condição é verificada, no ponto mais comprimido da seção transversal, se for respeitada a seguinte condição:

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

Como se pôde observar pela expressão anterior, a norma brasileira não considera, para peças medianamente esbeltas, a verificação de compressão simples, sendo necessária a verificação da flexo-compressão no elemento estrutural em razão de possíveis excentricidades.

Esta verificação deve ser feita isoladamente para os planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural.

As seguintes considerações são feitas nesta verificação:

$\sigma_{Nd}$ =Valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão;

$\sigma_{Md}$ =Valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor  $M_d$ , calculado pela expressão:

$$M_d = N_d \cdot e_d$$

onde:

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

sendo:

$$e_1 = e_i + e_a$$

com:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$$

onde  $e_i$  é decorrente dos valores de cálculo  $M_{1d}$  e  $N_d$  na situação de projeto, não se tomando para  $e_i$  valor inferior a  $h/30$ , sendo  $h$  a altura da seção transversal referente ao plano de verificação, e  $e_a$ , excentricidade acidental dada por:

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

e

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2}$$

onde  $I$  é o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança, e  $E_{c0,ef}$  é o módulo de elasticidade efetivo, definido em 6.2.1.

**EXEMPLO 2:** Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo,  $L_0 = 169$  cm, seção transversal  $2 \times (6 \text{ cm} \times 12 \text{ cm})$ , é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente = -7097 daN  
Vento de pressão = -3148 daN

Considerar: Madeira: Dicotiledônea - classe C60

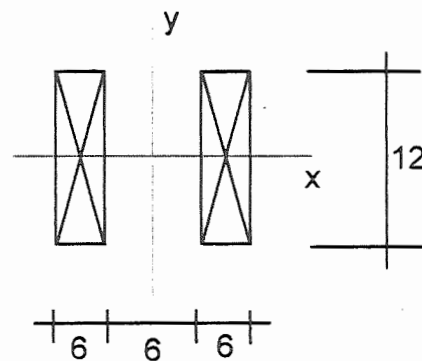
**Propriedades geométricas:**

$$A = 144 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 1728 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 3,46 \text{ cm}$$

$\lambda = 49 > 40$  - Peça medianamente esbelta



**Combinação das ações:** Permanente + Vento = Comb. última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left( F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right)$$

Não existe ação variável secundária

**Coefficientes:**

$\gamma_g = 1,4$  (Ação permanente de grande variabilidade)

$\gamma_Q = 1,4$  (Ação variável - normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

$$F_d = 1,4 \times 7097 + 0,75 \times 1,4 \times 3148 = 13241 \text{ daN}$$

## Propriedades da madeira:

Cálculo de  $f_{c0,d}$ :

$$f_{c0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w}$$

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3}$$

$K_{\text{mod},1}$  = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração  $\rightarrow K_{\text{mod},1} = 0,70$

$K_{\text{mod},2}$  = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada  $\rightarrow K_{\text{mod},2} = 1,0$

$K_{\text{mod},3}$  = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria  $\rightarrow K_{\text{mod},3} = 0,8$

$$K_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$  Função do tipo de sollicitação

Compressão (E.L.U.)  $\rightarrow \gamma_{wc} = 1,4$

Madeira classe C60  $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

## Tensões atuantes:

- Devido à força normal:

$$\sigma_{N_d} = \frac{F_d}{A} = \frac{13241}{144} \Rightarrow \sigma_{N_d} = 92 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$



- Devido ao momento (Função de excentricidades que podem ocorrer na peça)

$$\sigma_{M_d} = \frac{M_d}{I} y \Rightarrow M_d = N_d \cdot e_d$$

Portanto deve-se determinar o valor da excentricidade de cálculo "e<sub>d</sub>":

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

$e_1 = e_i + e_a$  (Soma das excentricidades inicial e acidental)

$F_E$ ;  $N_d \rightarrow$  Carga crítica de Euler e carga atuante

No caso de treliças:  $e_i = 0$ ;

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{169}{300} = 0,56 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 0 + 0,56 = 0,56 \text{ cm}$$

$$E_{c0,ef} = k_{mod} \cdot E_{c0,m} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 245000 = 137200 \frac{daN}{cm^2}$$

$I = I_{min} = 1728 \text{ cm}^4$  (Perda de estabilidade na direção de menor inércia)

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot 137200 \cdot 1728}{169^2} = 81926 daN$$

$$e_d = 0,56 \left( \frac{81926}{81926 - 13241} \right) = 0,67 \text{ cm}$$

$$M_d = 13241 \cdot 0,67 = 8871 daN \cdot cm$$

$$\sigma_{M_d} = \frac{8871}{1728} = 31 \frac{daN}{cm^2}$$

**Verificação da estabilidade:**

$$\frac{\sigma_{N_d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M_d}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{92}{240} + \frac{31}{240} = 0,51 < 1 \quad \text{OK!}$$

### Peças esbeltas ( $80 < \lambda \leq 140$ )

Neste caso adota-se a mesma verificação para peças medianamente esbeltas, pela expressão:

$$\frac{\sigma_{N_d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M_d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

com:

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

sendo o valor de  $F_E$  igual ao calculado para peças medianamente esbeltas e a excentricidade efetiva de 1ª ordem,  $e_{1,ef}$ , dada por:

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c$$

onde:

$e_f$  = excentricidade de 1ª ordem decorrente da situação de projeto;

$e_a$  = excentricidade acidental;

$e_c$  = excentricidade suplementar de 1ª ordem que representa a fluência da madeira.

Estas excentricidades são calculadas por:

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d} \quad \text{não se tomando valor inferior a } h/30.$$

com  $M_{1gd}$  e  $M_{1qd}$ , os valores de cálculo, na situação de projeto, dos momentos devidos às cargas permanentes e às cargas variáveis, respectivamente;

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

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

com  $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$ .

Os valores de  $N_{gk}$  e  $N_{qk}$ , são os característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente, e  $\psi_1$  e  $\psi_2$  como especificados em 5.3.5. e  $e_{ig}$  calculado como segue:

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{1gd}}$$

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

O coeficiente de fluência ( $\phi$ ) é dado pela tabela a seguir:

TABELA 16 - Coeficiente de fluência  $\phi$  (Fonte: NBR 7190:1997)

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

**EXEMPLO 3:** Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo,  $L_0=169$  cm, seção transversal 6cmx16cm, é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente = -2.400 daN

Vento de pressão = -564 daN

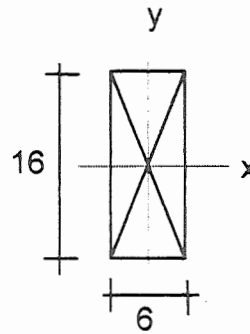
Considerar: Madeira Dicotiledônea - classe C60.

$$A = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 288 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 1,73 \text{ cm}$$

$$\lambda = 98 > 80 \rightarrow \text{Peça esbelta}$$



**Combinação das ações:** Permanente + Vento = Comb. última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{g_i} F_{g_i,k} + \gamma_Q \left( F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right)$$

Não existe ação variável secundária

**Coefficientes:**

$\gamma_g = 1,4$  (Ação permanente de grande variabilidade)

$\gamma_Q = 1,4$  (Ação variável - normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

$$F_d = 1,4 \times 2400 + 0,75 \times 1,4 \times 564 = 3952 \text{ daN}$$

**Propriedades da madeira:**

Cálculo de  $f_{c0,d}$ :

$$f_{c0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w}$$

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3}$$

$K_{\text{mod},1}$  = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração  $\rightarrow K_{\text{mod},1} = 0,70$

$K_{\text{mod},2}$  = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada  $\rightarrow K_{\text{mod},2} = 1,0$

$K_{\text{mod},3}$  = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria  $\rightarrow K_{\text{mod},3} = 0,8$

$$K_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$  Função do tipo de sollicitação

Compressão (E.L.U.)  $\rightarrow \gamma_{wc} = 1,4$

Madeira classe C60  $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

### Tensões atuantes:

- Devido à força normal:

$$\sigma_{N_d} = \frac{F_d}{A} = \frac{3952}{96} \Rightarrow \sigma_{N_d} = 41 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- Devido ao momento (Função de excentricidades que podem ocorrer na peça)

$$\sigma_{M_d} = \frac{M_d}{I} y \Rightarrow M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left( \frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

O valor da excentricidade é:

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = 0$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,56 \text{ cm}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a)(e^c - 1) \quad c = \frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}$$

$$F_E = 13654 \text{ daN}$$

$$c = \frac{0,8[2400 + (0 + 0,2) \cdot 564]}{13654 - [2400 + (0 + 0,2) \cdot 564]} = 0,18 \Rightarrow e_c = 0,11 \Rightarrow e_{1,ef} = 0 + 0,56 + 0,11 = 0,67 \text{ cm}$$

$$M_d = 3952 \cdot 0,67 \left( \frac{13654}{13654 - 3952} \right) = 3726 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{M_d} = 39 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

**Verificação da estabilidade:**

$$\frac{\sigma_{N_d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{M_d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{41}{240} + \frac{39}{240} = 0,33 < 1 \quad \text{OK!}$$

### 7.1.2. Compressão normal às fibras

Para a verificação de esforços de compressão normal às fibras, deve ser levada em conta a extensão do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras.

A condição de segurança, neste caso, é expressa por:

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

onde  $f_{c90,d}$ , vale:

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

O coeficiente  $\alpha_n$  é igual a 1 quando a extensão da carga, medida na direção das fibras, for maior ou igual a 15 cm; quando esta extensão for menor e a carga estiver afastada de pelo menos 7,5 cm da extremidade da peça esse coeficiente é fornecido pela tabela 17.

TABELA 17 - Valores de  $\alpha_n$  (Fonte: NBR 7190:1997)

Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas (cm)	$\alpha_n$
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

Quando a carga atuar na extremidade da peça ou de modo distribuído na totalidade da peça de apoio, admite-se  $\alpha_n=1,0$ .

### 7.1.3. Compressão inclinada em relação às fibras

A norma brasileira permite ignorar a influência da inclinação nas tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo de  $\alpha=6^\circ$ . Caso a inclinação seja superior a este valor, é preciso considerar a redução da resistência, adotando-se a expressão de Hankinson:

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

#### 7.1.4. Tração paralela

No caso de peças tracionadas, a seguinte condição de segurança deve ser verificada:

$$\sigma_{t0,d} \leq f_{t0,d}$$

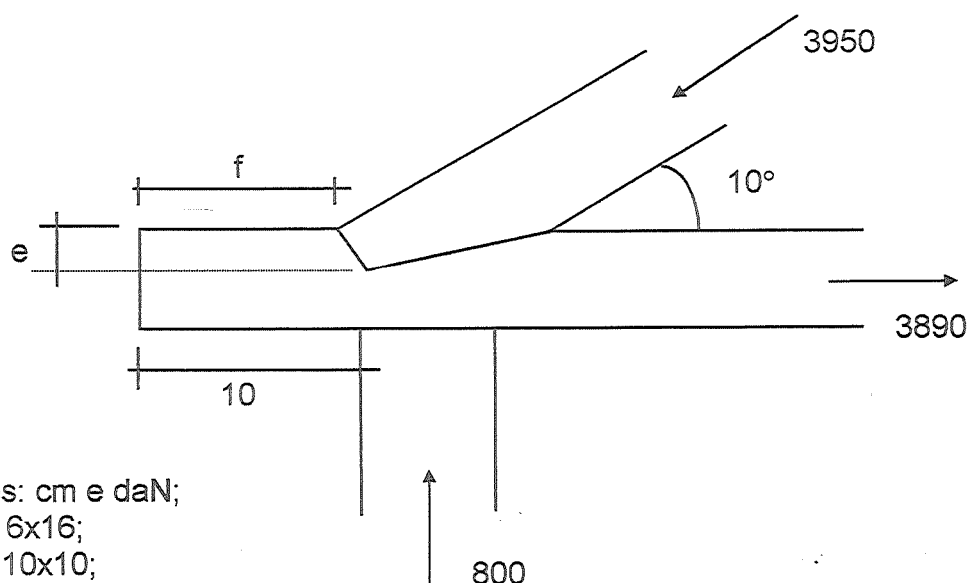
Caso exista inclinação das fibras da madeira em relação ao eixo longitudinal da peça, esta pode ser desprezada até o ângulo de  $\alpha=6^\circ$ . Caso esta inclinação seja maior, deve-se adotar a expressão de Hankinson para uma redução de  $f_{t0,d}$ .

#### 7.1.5. Cisalhamento

Nas situações onde ocorrem solicitações de cisalhamento a seguinte verificação deve ser feita:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

**EXEMPLO 4:** Para o nó de apoio de uma treliça, esquematizado abaixo, dimensionar a altura do dente "e" e a folga "f", e também verificar a seção crítica à tração e à compressão normal da peça sobre o apoio, de acordo com os critérios da NBR 7190:1997. Considerar madeira Dicotiledônea - classe C60.



### Compressão normal às fibras:

- Tensão atuante:

$$\sigma_{c90,d} = \frac{F_d}{A_c}$$

$F_d$  = Reação de apoio

$A_c$  = Área de contato do pilar com a viga

$$\sigma_{c90,d} = \frac{800}{6 \cdot 10} = 13 \frac{daN}{cm^2}$$

- Resistência de cálculo:

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

$f_{c0,d}$  = Resistência de cálculo à compressão paralela às fibras

$\alpha_n$  = Coeficiente = 1,1 (tabela 17)

$$f_{c0,d} = k_{mod} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c} = \frac{0,56 \cdot 600}{1,4} = 240 \frac{daN}{cm^2}$$

$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot 240 \cdot 1,1 = 66 \frac{daN}{cm^2} > \sigma_{c90,d} \quad \text{OK!}$$

### Compressão inclinada às fibras (e):

- Resistência de cálculo (Hankinson)

$$f_{c\theta,d} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2 \theta + f_{c90} \cdot \cos^2 \theta}$$

$$f_{c0,d} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_n = 0,25 \cdot 240 \cdot 1,0 = 60 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c\theta,d} = \frac{240 \cdot 60}{240 \cdot \sin^2 10 + 60 \cdot \cos^2 10} = 220 \frac{daN}{cm^2}$$

- Solicitação de cálculo:

$$\sigma_{c\theta,d} = \frac{F_d}{A_c} = \frac{3950}{\left(\frac{e}{\cos 10}\right) \cdot 6} \leq f_{c\theta,d} \Rightarrow e \geq 3,0 \text{ cm}$$

Obs: Recomenda-se que a altura do entalhe (e) não seja maior que ¼ da altura da seção da peça entalhada. Caso seja necessário uma altura de entalhe maior, deve-se utilizar dois dentes.

### Tração paralela às fibras:

- Resistência de cálculo:

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} \quad \text{OU} \quad f_{c0,k} = 0,77f_{t0,k} \Rightarrow f_{t0,d} = \frac{0,56 \cdot \left(\frac{600}{0,77}\right)}{1,8} \cong 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- Solicitação de cálculo:

$$\sigma_{t0,d} = \frac{F_d}{A_{util}} = \frac{3890}{6 \cdot (16-3)} = 50 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < f_{t0,d} \quad \text{OK!}$$

### Cisalhamento:

- Solicitação de cálculo:

$$\tau_d = \frac{F_d \cdot \cos 10}{A} = \frac{3950 \cdot \cos 10}{(f + 3 \tan 10^\circ) \cdot 6} = \frac{648,3}{f + 0,53}$$

- Resistência de cálculo:

$$f_{v0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v0,k}}{\gamma_v} = \frac{0,56 \cdot 80}{1,8} = 25 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- Condição de segurança:

$$f_{v0,d} \geq \tau_{v0,d} \Rightarrow 25 \geq \frac{648,3}{f + 0,53} \Rightarrow f \geq 25,4 \text{ cm}$$

### 7.1.6. Flexão simples reta

Na prática, é bastante comum a ocorrência de peças fletidas, mencionando-se, por exemplo, alguns componentes de estruturas de cobertura; peças integrantes dos cimbramentos e fôrmas de madeira; componentes estruturais de pontes e viadutos; entre outros.

Para os estados limites últimos devem ser verificadas as condições de segurança para as tensões normais e tangenciais.

#### *Tensões normais*

Para peças estruturais submetidas a momento fletor, cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente, as seguintes verificações devem ser feitas:

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d}$$

onde:

$f_{cd}$  e  $f_{td}$  são as resistências à compressão paralela e à tração paralela, respectivamente;

$\sigma_{c1,d}$  e  $\sigma_{t2,d}$  são respectivamente as tensões atuantes de cálculo nas bordas mais comprimida e mais tracionada da seção transversal considerada.

Os valores de resistência são determinados como descrito no capítulo 6 e os valores das tensões normais são determinados de acordo com os conceitos da resistência dos materiais, que especifica a tensão normal como sendo:

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

### ***Tensões tangenciais***

A verificação da segurança neste caso é feita do mesmo modo que especificado no item 7.1.5 com a seguinte condição:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

Sendo  $\tau_d$  a máxima tensão de cisalhamento atuante na peça, determinada de acordo com os conceitos da resistência dos materiais, como:

$$\tau_d = \frac{V \cdot S}{b \cdot I}$$

Para vigas de seção transversal retangular, de largura  $b$  e altura  $h$ , tem-se:

$$\tau_d = \frac{3 \cdot V}{2 \cdot b \cdot h}$$

Os valores de resistência são determinados como descrito anteriormente.

A norma brasileira apresenta algumas considerações especiais no caso do cisalhamento, de acordo com o tipo de carregamento e com a variação da seção transversal.

### ***Cargas concentradas junto aos apoios diretos***

Nas seções próximas aos apoios, os esforços de cisalhamento podem ser reduzidos até a distância de  $2h$ , sendo  $h$  a altura da viga. O valor da força cortante reduzida é calculada pela expressão:

$$V_{red} = V \cdot \frac{a}{2 \cdot h}$$

sendo  $a$ , a distância entre o ponto de aplicação da carga e o eixo do apoio.

Esta adoção se justifica pela própria configuração anatômica da madeira, pois na região do apoio ocorre o esmagamento das fibras em decorrência dos esforços de compressão normal.

### Vigas entalhadas

No caso de variações bruscas de seção transversal, devidas a entalhes, faz-se majoração dos valores das tensões de cisalhamento, levando-se em conta a relação entre as alturas. A tensão de cisalhamento é multiplicada pelo fator  $h/h_1$ .

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

1ª Condição:  $h_1 > 0,75h$

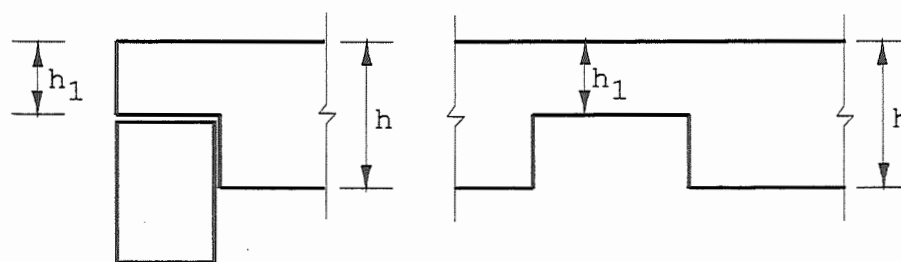


FIGURA 21 - Cisalhamento: Variação da seção (Fonte: NBR 7190:1997)

2ª Condição:  $h_1 \leq 0,75h$

Neste caso a norma brasileira recomenda a utilização de parafusos verticais dimensionados à tração axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida, ou o emprego de variações graduais de seção, com mísulas de comprimento não inferior a 3 vezes a altura do entalhe.

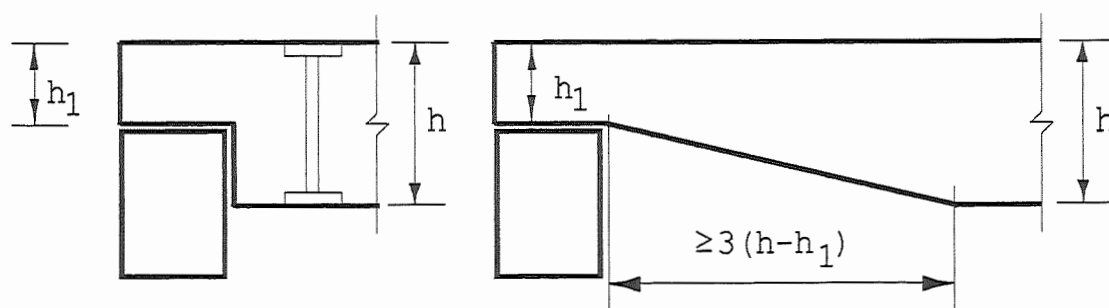
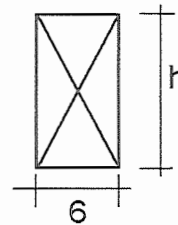
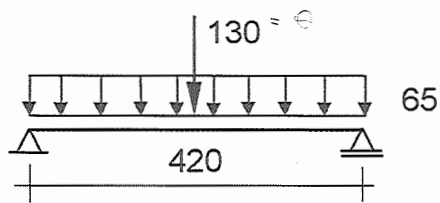


FIGURA 22 - Cisalhamento: Entalhe (Fonte: NBR 7190:1997)

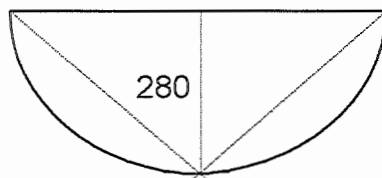
**EXEMPLO 5:** Uma viga biarticulada de 6cm de largura está submetida a um carregamento permanente distribuído de 65daN/m e a uma carga concentrada permanente de 130 daN, no ponto médio do vão de 420cm. Calcular a altura

necessária da viga, considerando madeira da classe C40 e ações permanentes de grande variabilidade.



**Esforços atuantes:**

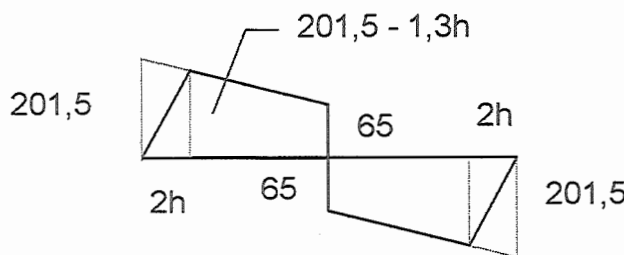
- Momento fletor:



M : daN·m

Valor característico

- Cortante (função de "h"): redução na região próxima aos apoios

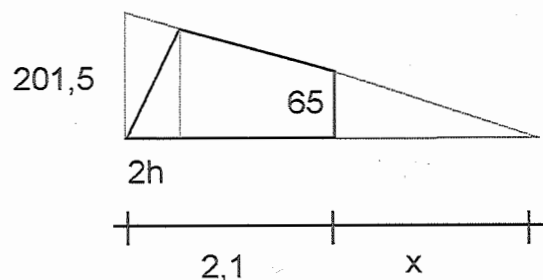


V : daN  
Valores característicos

Redução da força cortante na região do apoio:

$$\frac{201,5}{2,1+x} = \frac{65}{x} \Rightarrow x = 1,0$$

$$\frac{V_{red}}{310-2h} = \frac{65}{100} \Rightarrow V_{red} = 201,5 - 1,3h$$



- Valores de cálculo:

$$M_d = 1,4 \times 28000 \Rightarrow M_d = 39200 \text{ daN}\cdot\text{cm}$$

Tensões:

$$\sigma_{M_d} = \frac{M_d}{I} y = \frac{39200 \cdot 12 \cdot h}{6 \cdot h^3 \cdot 2} = \frac{39200}{h^2} \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{v,} = \frac{3 \cdot V_{red}}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{3 \cdot (201,5 - 1,32h)}{2 \cdot 6 \cdot h} = \frac{50,4}{h} - 0,33 \frac{daN}{cm^2}$$

**Condições de segurança:**

$$f_{c0,d} = \frac{0,56 \cdot 400}{1,4} = 160 \frac{daN}{cm^2} \quad \sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d} = \frac{39200}{h^2}$$

$$\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d} \Rightarrow \frac{39200}{h^2} \leq 160 \Rightarrow h \geq 15,6 \text{ cm}$$

$$f_{v0,d} = \frac{0,56 \cdot 60}{1,8} = 18,7 \frac{daN}{cm^2} \quad \tau_{vd} = \frac{50,4}{h} - 0,33$$

$$\tau_{vd} \leq f_{vd} \Rightarrow \frac{50,4}{h} - 0,33 \leq 18,7 \Rightarrow h \geq 2,6 \text{ cm}$$

**$h_{nec} = 15,6 \text{ cm} \Rightarrow$  Seção adotada de 6cmx16cm**

### 7.1.7. Flexão composta

Dois tipos de flexão composta podem ocorrer: a flexo-tração e a flexo-compressão. Este tipo de solicitação ocorre em diversas situações estruturais, cabendo destaque a pilares submetidos à compressão axial e à ação do vento atuando perpendicularmente ao seu comprimento, a pilares com carga aplicada com excentricidade e a vigas com solicitação de compressão axial associada às que provocam flexão.

#### **Flexo-tração**

A norma brasileira especifica que a condição de segurança é verificada em função de duas situações, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração. A condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas expressões seguintes:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1$$

Como pode ser observado, a verificação é feita pela combinação das tensões devidas à força normal de tração e à flexão. O coeficiente  $k_M$  de correção pode ser tomado com os valores:

- seção retangular:  $k_M = 0,5$
- outras seções transversais:  $k_M = 1,0$

### Flexo-compressão

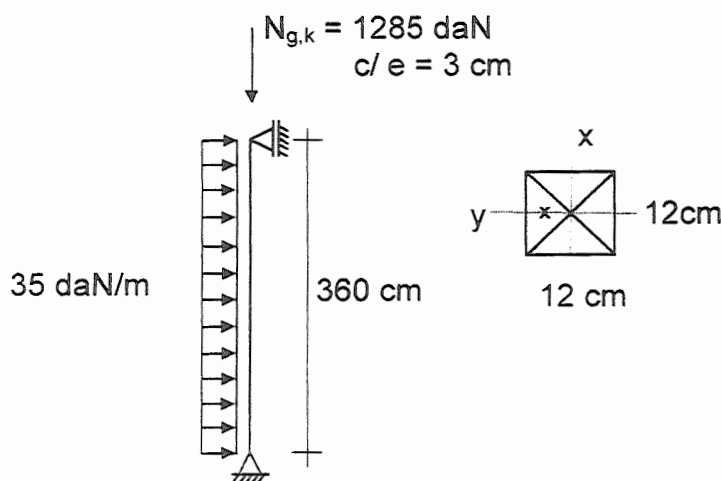
Para as solicitações de flexo-compressão devem ser verificadas duas situações de segurança: de estabilidade, a ser feita de acordo com os critérios apresentados para o dimensionamento de peças solicitadas à compressão; e a verificação de acordo com a mais rigorosa das duas expressões a seguir, aplicados ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, levando-se em conta a resistência do elemento estrutural em função dos carregamentos:

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

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

O coeficiente  $k_M$  foi definido no item anterior.

**EXEMPLO 6:** Um pilar com madeira da classe C60, seção quadrada de 12cm x 12cm, altura de 360cm, biarticulado, está submetido a uma ação permanente de grande variabilidade de 1285 daN, com excentricidade de 3cm (como apresentado abaixo) e a uma ação variável distribuída (devida a vento) de 35 daN/m. Verificar se a seção é suficiente para resistir às tensões atuantes.



**Esforços atuantes:**

- Tensão normal:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{1285 \cdot 1,4}{12 \cdot 12} = 13 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

- Tensão de flexão:

$$\text{Ação permanente: } M_{k_p} = 1285 \cdot 3 = 3855 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Ação variável: } M_{k_v} = \frac{0,35 \cdot 360^2}{8} = 5670 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$M_d = 1,4 \cdot 3855 + 0,75 \cdot 1,4 \cdot 5670 = 11351 \text{ daN} \cdot \text{cm} \Rightarrow \sigma_{M_d} = \frac{11351}{12^3} \cdot 6 = 39,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

**Verificação da resistência:**

Como  $\sigma_{M_y,d}=0$  e  $k_M=0,5$  para seções retangulares, a situação mais crítica é:

$$\left( \frac{\sigma_{N_c,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{M_x,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \Rightarrow \left( \frac{12,5}{240} \right)^2 + \frac{39,4}{240} \leq 1 \Rightarrow 0,17 < 1 \quad \text{OK!}$$

**Verificação da estabilidade:**

- Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{360 \cdot \sqrt{12}}{12} = 104 > 80 \quad \text{Peça esbelta}$$

- Tensões atuantes:

a) Devido à normal:

$$\sigma_{N_d} = 12,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

*12,5 daN/cm<sup>2</sup>*

b) Devido à flexão:

- Carga distribuída:

$$M_{k,x} = 5670 \text{ daN} \cdot \text{cm} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{M_{k,x}} = 20 \text{ daN/cm}^2$$

- Carga concentrada:

$$M_{d,x} = N_d \cdot e_{1,ef} \left( \frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c0,ef} \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0,56 \cdot 245000 \cdot 12^3}{360^2} = 18055 \text{ daN}$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1g,d} + M_{1q,d}}{N_d} = \frac{11351}{1800} = 6,3 \text{ cm} \quad (\text{mín.} = h/30 = 0,4 \text{ cm})$$

$$e_a = L_0/300 = 1,2 \text{ cm}$$

$e_c$  = devido à fluência

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \cdot (e^n - 1) \quad \text{com:} \quad n = \left\{ \frac{\phi [N_{g,k} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{q,k}]}{F_E - [N_{g,k} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{q,k}]} \right\}$$

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{g,d}} = \frac{1,4 \cdot 3855}{1800} = 3,0 \text{ cm}$$

$$n = \frac{0,8[1285 + (0,2 + 0) \cdot 0]}{18055 - [1285 + (0,2 + 0) \cdot 0]} = 0,06 \Rightarrow e_c = (3,0 + 1,2) \cdot (e^{0,06} - 1) = 0,3 \text{ cm}$$

$$e_{1,ef} = 6,3 + 1,2 + 0,3 = 7,8 \text{ cm}$$

$$M_{d_x} = 1800 \cdot 7,8 \cdot \left( \frac{18055}{18055 - 1800} \right) = 15595 \text{ daN} \cdot \text{cm} \Rightarrow \sigma_{Mdx} = \frac{15595}{12^3} \cdot 6 = 54 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Esforço crítico na direção "x":

$$\frac{\sigma_{N_d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{13}{240} + \frac{54}{240} = 0,3 < 1 \quad \text{OK!}$$

### 7.1.8. Flexão oblíqua

Na prática, solicitações de flexão-oblíqua ocorrem basicamente nas terças e nas ripas, elementos componentes de estruturas de cobertura.

A norma brasileira especifica neste caso a verificação pela mais rigorosa das duas condições seguintes, tanto em relação às tensões de tração quanto às de compressão paralela:

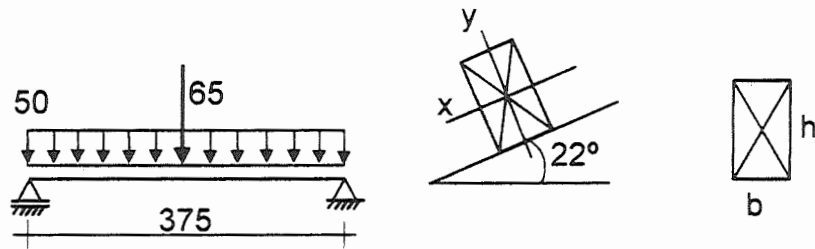
$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

onde  $\sigma_{Mx,d}$  e  $\sigma_{My,d}$  são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais,  $f_{wd}$  é a respectiva resistência de cálculo, de tração ou de compressão conforma a borda verificada e o coeficiente  $k_M$  como descrito anteriormente.



**EXEMPLO 7:** Dimensionar uma terça submetida a uma carga permanente vertical distribuída, de 50 daN/m e a uma carga acidental vertical de 65 daN concentrada no ponto médio do vão livre de 3,75 m. Considerar uma inclinação no telhado de 22° e madeira da classe C60.



**Esforços atuantes:**

Na direção "x":

$$M_{x,d} = 1,4 \cdot 8149 + 1,4 \cdot 0,75 \cdot 5650 \Rightarrow M_d = 19319 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{MxI} = \sigma_{Mxc} = \frac{19319 \cdot 12 \cdot h}{b \cdot h^3 \cdot 2} = \frac{115914}{b \cdot h^2}$$

Na direção "y":

$$M_{y,d} = 1,4 \cdot 3292 + 1,4 \cdot 2283 = 7805 \text{ daN} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma_{MyI} = \sigma_{Mye} = \frac{7805 \cdot 12 \cdot b}{b^3 \cdot h \cdot 2} = \frac{46830}{b^2 \cdot h}$$

**Valores de resistência:**

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

**Condições de segurança:**

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \Leftrightarrow k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$\frac{483}{b \cdot h^2} + 0,5 \frac{195}{b^2 \cdot h} \leq 1 \Leftrightarrow 0,5 \frac{483}{b \cdot h^2} + \frac{195}{b^2 \cdot h} \leq 1$$

Adotando-se seção de 6x12, temos:

$$0,56 + 0,23 < 1 \quad \Leftrightarrow \quad 0,28 + 0,45 < 1 \quad \text{OK!}$$

### 7.1.9. Estabilidade lateral de vigas de seção retangular

A norma brasileira não apresenta nenhum critério para a verificação da estabilidade lateral de vigas, permitindo a utilização de teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Por outro lado especifica algumas considerações, que se satisfeitas pode-se dispensar a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral:

*1ª Condição:* os apoios de extremidade da viga impedem a rotação de suas seções extremas em torno do eixo longitudinal da peça;

*2ª Condição:* existe um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados entre si de uma distância não maior que  $L_1$ , que também impede a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal da peça.

No caso de vigas com seção retangular de largura  $b$  e altura  $h$ , determina-se  $L_1$  a partir da seguinte expressão:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M f_{c0,d}}$$

onde o coeficiente  $\beta_M$  é dado por:

$$\beta_M = \frac{1}{0,26 \cdot \pi \cdot \gamma_f} \frac{4,0 \left(\frac{h}{b}\right)^2}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^2}$$

ou pelos valores fornecidos pela norma brasileira apresentados na tabela abaixo:

TABELA 18 - Coeficiente  $\beta_M$  (Fonte NBR 7190:1997)

$\frac{h}{b}$	$\beta_M$	$\frac{h}{b}$	$\beta_M$
1	6,0	11	41,2
2	8,8	12	44,8
3	12,3	13	48,5
4	15,9	14	52,1
5	19,5	15	55,8
6	23,1	16	59,4
7	26,7	17	63,0
8	30,3	18	66,7
9	34,0	19	70,3
10	37,6	20	74,0

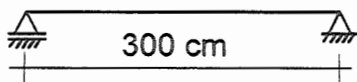
Nos casos em que ocorrer a seguinte situação:

$$\frac{L_1}{b} > \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M f_{c0,d}}$$

também se dispensa a verificação da segurança em relação ao estado limite último de instabilidade lateral, desde que sejam satisfeitas as exigências da resistência de flexão simples reta, com:

$$\sigma_{cl,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right) \cdot \beta_M}$$

**EXEMPLO 8:** Verificar a estabilidade lateral da viga abaixo acordo com os critérios da NBR 7190:1997.



Seção 6cmx16cm  
Classe C60

**Condição:**

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \cdot f_{c0,d}} \quad \Rightarrow \quad \frac{300}{6} \leq \frac{0,56 \cdot 245000}{11,15 \cdot \frac{0,56 \cdot 600}{1,4}}$$

$$50 < 51,3 \quad \text{OK!}$$

## 7.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Na verificação das estruturas no estado limite de utilização consideram-se basicamente limites de deslocamento que possam ocasionar desconforto aos usuários e/ou danos a materiais não estruturais da construção e ou que provoquem vibração excessiva.

A condição para verificação da segurança é dada pela seguinte situação:

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

onde:

$S_{lim}$  é o valor limite fixado para o efeito estrutural que determina o aparecimento do estado limite considerado;

$S_{d,uti}$  são os valores desses mesmos efeitos, decorrentes da aplicação das ações estabelecidas para a verificação, calculados com a hipótese de comportamento elástico linear da estrutura.

Para as considerações das combinações de ações, efeitos de umidade e duração dos carregamentos deve-se adotar o especificado nos capítulos 5 e 6.

A norma brasileira adota as seguintes condições a serem verificadas, caso não existam restrições especiais impostas por normas particulares ou pelo proprietário da construção.

### **7.2.1. Deformações limites para as construções correntes**

São consideradas apenas as combinações de ações de longa duração, levando-se em conta a rigidez efetiva do módulo de elasticidade definida no capítulo 6.

Os limites de deslocamentos permitidos pela norma são:

L/200 dos vãos;  
L/100 do comprimento dos balanços

É muito comum a aplicação de contra-flechas nas estruturas com o objetivo de diminuir os problemas na verificação de estados limites de utilização. Caso esta contra-flecha aplicada à estrutura seja no mínimo igual à flecha devida às ações permanentes, pode-se considerar a flecha devida às ações permanentes reduzida a 2/3 do seu valor.

Para a verificação de casos de flexão-oblíqua, os limites anteriores de flechas podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

### **7.2.2. Deformações limites para as construções com materiais frágeis não estruturais**

As combinações a serem utilizadas nesta verificação são as de média e curta duração de acordo com o rigor da segurança pretendida.

A norma brasileira limita nos seguintes valores as flechas totais, incluindo o efeito da fluência:

L/350 do vão;  
L/175 do comprimento dos balanços.

Para a verificação das flechas devidas às ações variáveis são especificados os seguintes valores:

L/300 dos vãos;  
L/150 do comprimento dos balanços;  
valor absoluto de 15 mm.

Nas construções especiais, tais como fôrmas para concreto, cimbramentos, torres, etc, as deformações limites devem ser estabelecidas pelo proprietário ou por normas especiais.

### 7.2.3. Vibrações

O texto da norma brasileira especifica apenas que devem ser evitadas vibrações excessivas da estrutura que possam prejudicar o desempenho dos elementos ou que tragam desconforto aos usuários.

Admite ainda uma frequência natural de vibração mínima de 8 Hertz.

Nas construções correntes admite-se uma flecha máxima de 15mm causada pela vibração.

**EXEMPLO 9:** Para a seção adotada no exemplo 7, verificar a terça para o estado limite de utilização.

**Combinação para construção corrente:**

$$F_{d,util} = \sum F_g + \sum \psi_2 F_q$$

$\psi_2 = 0,2 \Rightarrow$  Não há predominância de pesos de equipamentos fixos

$F_{d,util} = F_g + 0,2F_q$  (Separar na direção "x" e "y")

$$F_x = 46,4 + 0,2 \times 60,3 = 46,4 + 12,1$$

$$F_y = 18,7 + 0,2 \times 24,2 = 18,7 + 4,9$$

$$v_{x,d} = \frac{F_{gx,d} \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} + \frac{F_{qx,d} \cdot L^3}{48 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} \leq \bar{v} = \frac{L}{200} \Rightarrow 1,03 + 0,11 = 1,14cm < 1,88cm \quad \text{OK!}$$

$$v_{y,d} = \frac{F_{gy,d} \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} + \frac{F_{qy,d} \cdot L^3}{48 \cdot E_{c0,ef} \cdot I} \leq \bar{v} = \frac{L}{200} \Rightarrow 1,66 + 0,19 = 1,85cm < 1,88cm \quad \text{OK!}$$

## 8. LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

### 8.1. GENERALIDADES

Devido à limitação no comprimento das peças de madeira, principalmente no caso de madeira serrada, que são encontradas em comprimentos de 4 a 5 metros, para viabilizar a execução das estruturas é necessária a execução de ligações.

Existem dois tipos principais de ligações: por aderência ou por penetração. As ligações por penetração se caracterizam pela utilização de elementos de ligação. As forças transmitidas de uma peça para outra convergem geralmente para uma pequena área (parafusos, anéis, etc.), como mostra a figura 23.

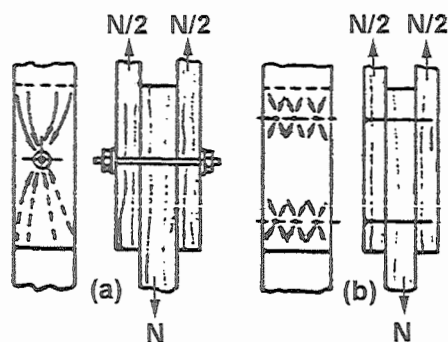


FIGURA 23 - Ligações por penetração (Fonte: CALIL JUNIOR, 1989)

As ligações por aderência são estabelecidas por meio de uma fina película de adesivo. Os esforços são absorvidos por superfícies relativamente grandes formadas pelas áreas ligadas pelo adesivo.

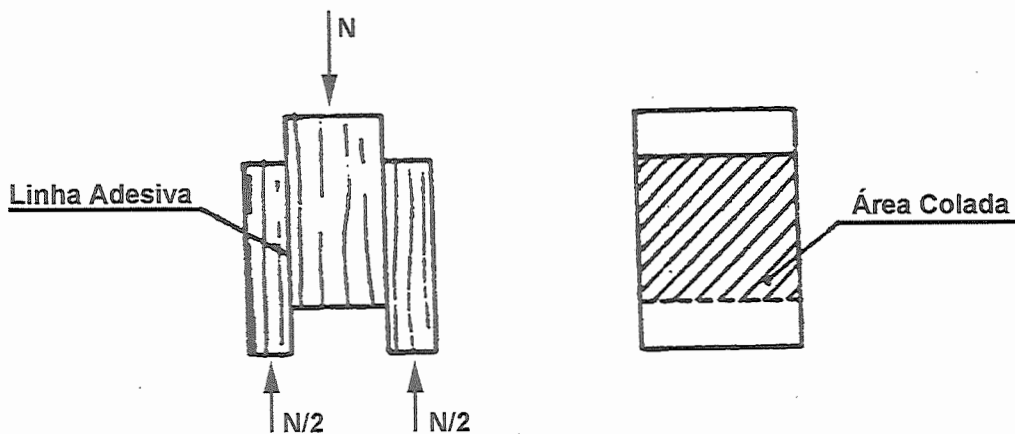


FIGURA 24 - Ligações por adesivo (Fonte: CALIL JUNIOR, 1989)

Para a execução das ligações em estruturas de madeira, os principais tipos de dispositivos utilizados são:

- Pinos metálicos (prego e parafuso)

- Cavilhas (pinos de madeira torneados)
- Conectores (chapas com dentes estampados e anéis metálicos)

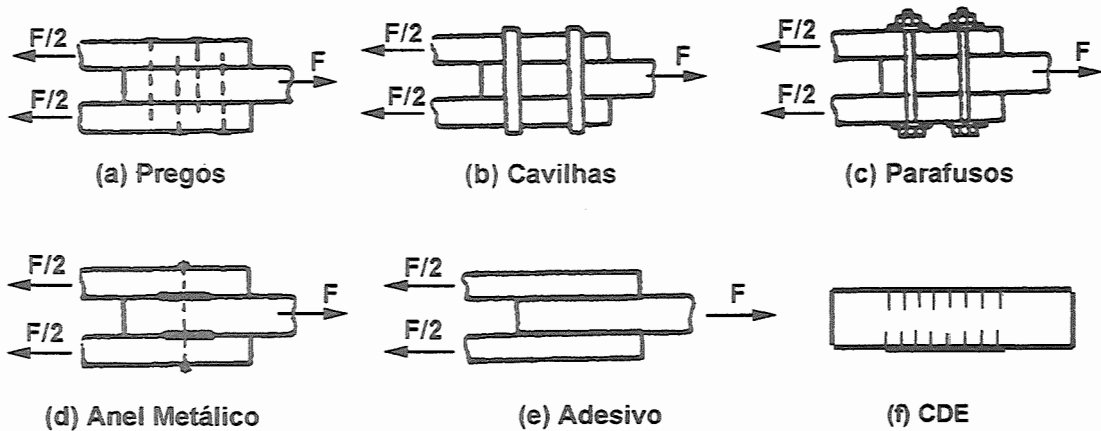


FIGURA 25 - Tipos de ligações (Fonte : CALIL JUNIOR, 1989)

No cálculo das ligações a norma brasileira não permite a consideração do atrito entre as superfícies de contato devido à retração e à deformação lenta da madeira, nem de esforços transmitidos por estribos, braçadeiras ou grampos.

A madeira quando perfurada pode apresentar problemas de fendilhamento. Para evitar este problema devem ser obedecidos os espaçamentos e pré-furações especificados pela norma brasileira e apresentados a seguir para cada tipo de conector.

O estado limite último de uma ligação é atingido por deficiência de resistência da madeira ou do elemento de ligação. O dimensionamento da ligação é feito pela seguinte condição de segurança:

$$S_d \leq R_d \quad \text{onde:}$$

$S_d$  = Valor de cálculo das solicitações;

$R_d$  = Valor de cálculo da resistência.

## 8.2. LIGAÇÕES COM PINOS METÁLICOS

### 8.2.1. Resistência dos pinos

A norma brasileira define a resistência total de um pino como sendo a soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte.

Outra observação importante refere-se ao número de pinos utilizados na ligação, caso existam mais de oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Assim sendo, o número total de pinos será:

$$n_0 = 8 + \frac{2}{3}(n - 8)$$

Cabe ainda ressaltar que nunca deve-se utilizar ligações com um único pino.

A resistência característica de escoamento mínima do aço utilizado na fabricação de pregos e parafusos deve ser, de acordo com a norma brasileira, de 600 MPa e 240 MPa, respectivamente.

As seguintes propriedades são consideradas no cálculo da resistência de um pino, em uma dada seção de corte:

- Madeira:

- Resistência ao embutimento ( $f_{wed}$ ) das duas peças interligadas.
- Espessura convencional "t", de acordo com a figura 26.

- Pino:

- Resistência de escoamento ( $f_{yd}$ ).
- Diâmetro do pino.

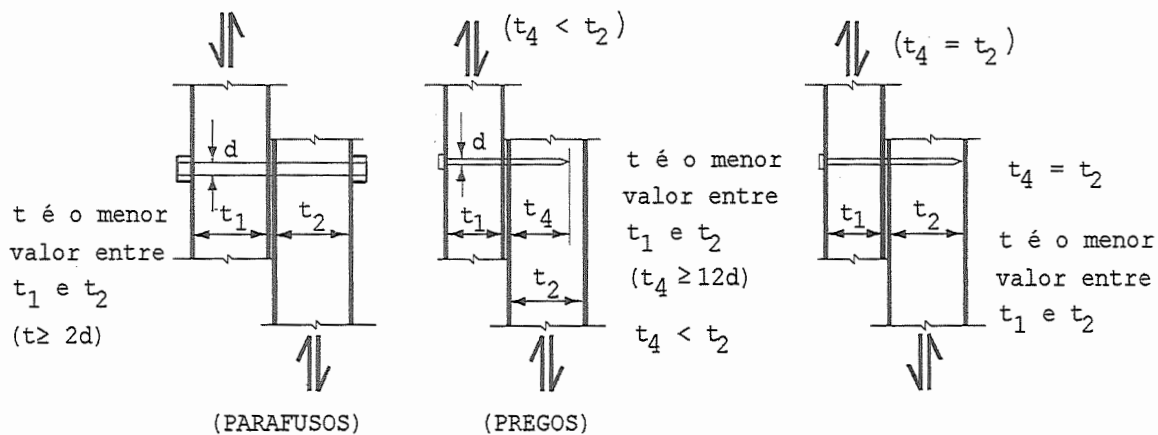


FIGURA 26 - Espessura convencional (t) - ligações com uma seção de corte (Fonte: NBR 7190:1997)

No dimensionamento das ligações de estruturas de madeira por pinos duas situações podem ocorrer: o embutimento da madeira ou a flexão do pino. Estes dois fenômenos são função da relação entre a espessura da peça de madeira e o diâmetro do pino, dada pela seguinte expressão:

$$\beta = \frac{t}{d}$$

onde:

$t$  = espessura convencional da madeira;  
 $d$  = diâmetro do pino.

A comparação deste coeficiente com o valor de  $\beta_{lim}$ , que leva em conta as resistências da madeira e do aço, determina a forma de cálculo da resistência de

uma seção de corte do pino. O coeficiente  $\beta_{lim}$  é determinado pela seguinte expressão:

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}}$$

sendo:

$f_{yd}$  = tensão de escoamento do pino metálico (valor de cálculo), podendo ser admitida como igual à resistência nominal característica de escoamento;  
 $f_{ed}$  = Resistência ao embutimento da madeira (valor de cálculo).

Com isto têm-se as seguintes situações de cálculo:

I)  $\beta \leq \beta_{lim}$  (embutimento da madeira)

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} \cdot f_{ed}$$

II)  $\beta > \beta_{lim}$  (flexão do pino)

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{com } \gamma_s = 1,1$$

Caso sejam utilizadas chapas de aço nas ligações, são necessárias as seguintes verificações: a primeira delas do pino metálico com a madeira como visto anteriormente; e a segunda, do pino com a chapa metálica de acordo com os critérios apresentados pela NBR 8800.

No caso de pinos em corte duplo, como mostrado na figura 27, aplicam-se os mesmos critérios apresentados anteriormente, para cada seção de corte.

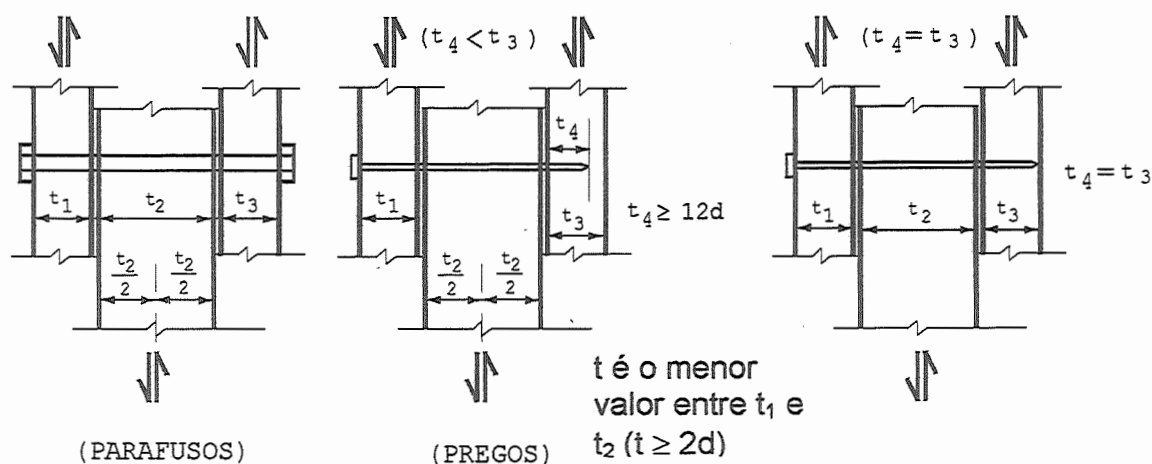


FIGURA 27 - Espessura convencional ( $t$ ) - ligações com duas seções de corte  
 (Fonte: NBR 7190:1997)

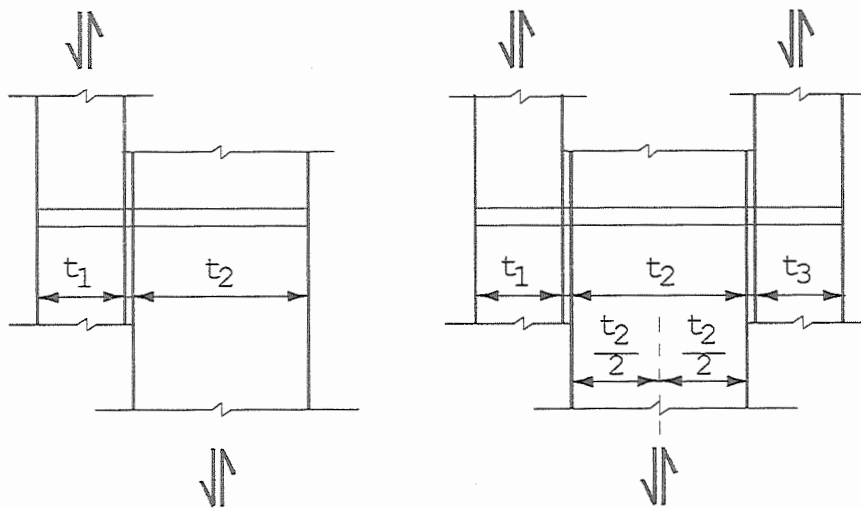
### 8.3. LIGAÇÕES COM CAVILHAS

Para a confecção de cavilhas, a madeira utilizada deve apresentar como propriedades mínimas de resistência os valores especificados para a classe C60. Caso sejam utilizadas espécies de densidade inferior, estas devem ser impregnadas com resinas que aumentam a sua resistência até a valores compatíveis com a classe C60.

#### 8.3.1. Resistência das cavilhas

Os critérios para a determinação da resistência de uma cavilha, para uma dada seção de corte, seguem os mesmos especificados para ligações por pinos metálicos, sendo neste caso considerados os seguintes parâmetros da madeira utilizada:

- Resistência à compressão paralela ( $f_{c0,d}$ ) da cavilha considerada em sua flexão.
- Resistência à compressão normal da cavilha ( $f_{c90,d}$ ).
- Diâmetro da cavilha ( $d$ ).
- Espessura convencional ( $t$ ), como definida anteriormente.



apenas em ligações secundárias

FIGURA 28 - Espessura convencional ( $t$ ) - Ligações por cavilhas  
(Fonte: NBR 7190:1997)

As ligações podem apresentar cortes simples ou duplos, sendo que as configurações de corte simples só podem ser empregadas em ligações secundárias.

De modo análogo ao apresentado para os pinos metálicos, a determinação da resistência é feita em função do coeficiente  $\beta$ , como descrito a seguir:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad \text{e} \quad \beta_{\text{lim}} = \sqrt{\frac{f_{c0d,\text{cav}}}{f_{c90d,\text{cav}}}}$$

Com isso obtêm-se duas situações de cálculo:

I)  $\beta \leq \beta_{\text{lim}}$  (esmagamento da cavilha)

$$R_{\text{vd},I} = 0,4 \cdot \frac{t^2}{\beta} \cdot f_{c90d,\text{cav}}$$

II)  $\beta > \beta_{\text{lim}}$  (flexão da cavilha)

$$R_{\text{vd},I} = 0,4 \frac{d^2}{\beta_{\text{lim}}} f_{c90d,\text{cav}}$$

## 8.4. DISPOSIÇÕES GERAIS

---

### 8.4.1. Ligações por pinos

#### *Ligações pregadas*

É obrigatória a execução de pré-furação na madeira para ligações pregadas, obedecendo-se os seguintes valores:

Dicotiledôneas:  $0,95 d_{\text{ef}}$

Coníferas:  $0,85 d_{\text{ef}}$

sendo  $d_{\text{ef}}$  o diâmetro efetivo medido nos pregos a serem usados.

Para a execução das estruturas provisórias pode-se dispensar a pré-furação desde que sejam observados os seguintes critérios:

- Utilização de madeira de baixa densidade ( $\rho_{\text{ap}} \leq 600 \text{ Kg/m}^3$ ).
- Diâmetro máximo de 1/6 da espessura da peça de madeira mais delgada.
- Espaçamento mínimo entre os pregos de 10 vezes o diâmetro.

#### *Ligações parafusadas*

Duas situações podem ocorrer neste caso:

- Pré-furação não maior que o diâmetro mais 0,5 mm, para consideração de ligação rígida.
- Valores maiores que o anterior com consideração de ligação deformável.

Entende-se por ligação rígida aquelas que obedecem os critérios de pré-furação e utilizem no mínimo 4 pinos.

#### *Ligações cavilhadas*

A pré-furação deve apresentar o mesmo diâmetro da cavilha.

## Espaçamentos

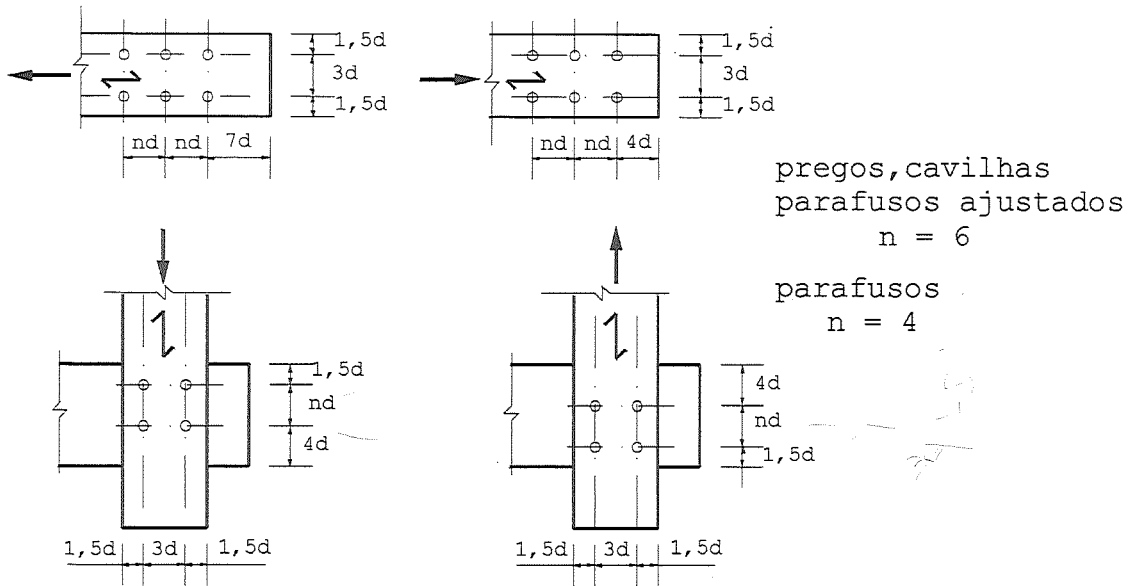


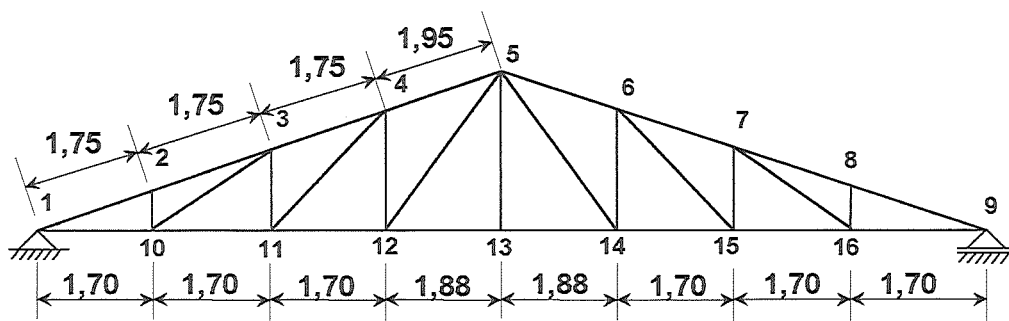
FIGURA 28 - Espaços mínimos em ligações por pinos  
(Fonte: NBR 7190:1997)

## Diâmetros mínimos

- Pregos: 3 mm
- Parafusos: 10 mm
- Cavilhas: 16 mm

## 8.5. EXEMPLO DE LIGAÇÕES EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

Para a treliça esquematizada abaixo, serão dimensionadas as ligações referentes aos nós 1, 4, 5, 12 e 13.

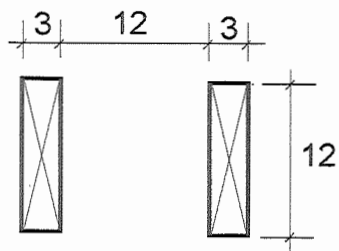


[ Dimensões em metros ]

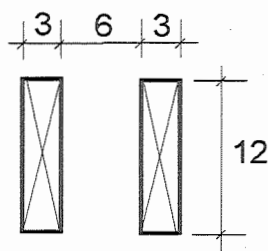
**Dados:**

- ✓ Madeira Classe C-60 (Dicotiledônea).
- ✓ Madeira de 1ª. categoria.
- ✓ Inclinação da treliça:  $\alpha = 15^\circ$ .
- ✓ Seções transversais das barras (em cm):

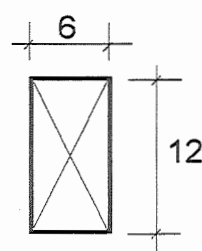
**Diagonais:**



**Banzos Inferior e Superior:**



**Montantes:**



- ✓ Esforços nas barras (em daN)      (+) Tração    (-) Compressão

BARRA	Ação Permanente	Ação Variável (Vento)	
		Sobrepessão	Sucção
1-2	-2649	-1267	6731
1-10	2386	1235	-6558
3-4	-2156	-1129	5994
4-5	-1830	-965	5126
4-11	404	234	-1243
4-12	-350	-197	1041
5-12	507	285	-1513
5-13	0	0	0
12-13	1401	662	-3522

**Carregamentos:**

Determinação dos coeficientes de ponderação das ações:

- ✓ Ação permanente de grande variabilidade ( $F_{G,k}$ ):

$$\gamma_g = 1,4 \text{ (combinação desfavorável)}$$

$$\gamma_g = 0,9 \text{ (combinação favorável)}$$

- ✓ Ação variável – vento ( $F_{Q,k}$ )

$$\gamma_q = 1,4 \text{ (ação do vento)}$$

Combinações últimas normais:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{G,k} + \gamma_q \cdot 0,75 \cdot F_{Qk}$$

1) Carregamento Permanente e Vento (sobrepessão)

Barra	Esforço (daN)
1-2	-5039
1-10	4637
3-4	-4204
4-5	-3575
4-11	811
4-12	-697
5-12	1009
5-13	0
12-13	2657

2) Carregamento Permanente e Vento (sucção)

Barras	Esforço (daN)
1-2	4683
1-10	-4739
3-4	4353
4-5	3735
4-11	-942
4-12	778
5-12	-1132
5-13	0
12-13	-2437

**Características da Madeira:**

Classe C-60  $\Rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$   
 $f_{v0,k} = 80 \text{ daN/cm}^2$

- ✓ Carregamento de longa duração  $\Rightarrow k_{mod,1} = 0,70$
- ✓ Classe de umidade 1  $\Rightarrow k_{mod,2} = 1,0$
- ✓ Madeira de 1ª categoria  $\Rightarrow k_{mod,3} = 1,0$
- ✓  $\gamma_c = 1,4$

$$\Rightarrow f_{c0,d} = f_{t0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c} = 0,70 \cdot \frac{600}{1,4} = 300 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

### Características dos pinos (parafusos):

✓  $f_{y,k} = 2400 \text{ daN/cm}^2$

✓  $\gamma_s = 1,1$

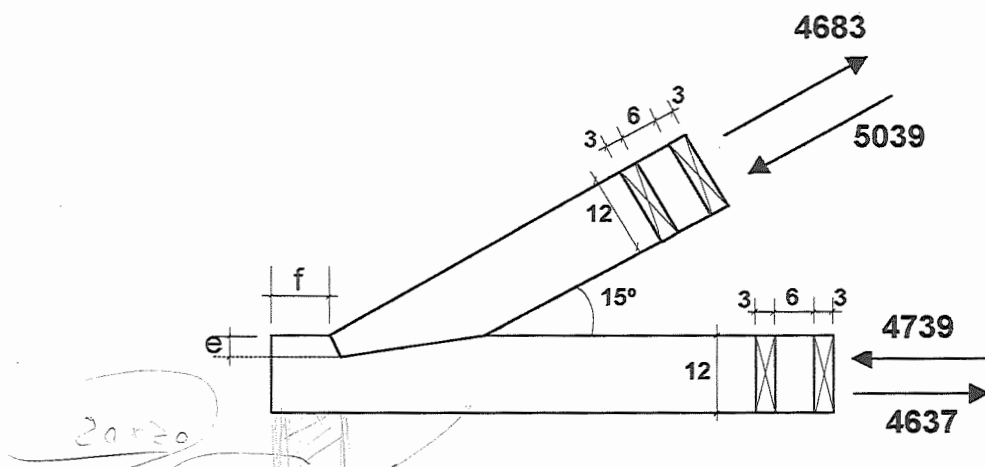
$$\Rightarrow f_{y,d} = \frac{2400}{1,1} = 2181 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

### Dimensionamento das Ligações:

---

#### Nó 1 (ligação entre banzos):

---



Determinação da quantidade de parafusos necessária para absorver o esforço crítico de tração 4683 daN.

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$$

$t$  = menor valor entre  $t_1 = 3 \text{ cm}$  e  $t_2 = 6/2 = 3 \text{ cm}$ . Portanto,  $t = 3 \text{ cm}$ .  
 $d$  = diâmetro do parafuso. Considerando  $d = d_{\min} = 10 \text{ mm}$

$$\beta_{\lim} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e\alpha,d}}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{280}} = 3,5$$

$$f_{e\alpha,d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \cdot \sin^2 \alpha + f_{e90,d} \cdot \cos^2 \alpha}$$

Sendo:  $\left\{ \begin{array}{l} f_{e0,d} = f_{c0,d} = 300 \text{ daN/cm}^2 \\ f_{e90,d} = 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_e = 0,25 \cdot 300 \cdot 1,95 = 146 \text{ daN/cm}^2 \end{array} \right.$

determina-se a resistência da madeira ao embutimento inclinado ( $f_{e15,d}$ ):

$$f_{e15,d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \sin^2(15^\circ) + f_{e90,d} \cos^2(15^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(15^\circ) + 146 \cdot \cos^2(15^\circ)}$$

$$\therefore f_{e15,d} = 280 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Como  $\beta < \beta_{\text{lim}} \Rightarrow$  ocorrerá embutimento na madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{t^2}{\beta} \cdot f_{e15,d}$$

$$\therefore R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 280 = 336 \text{ daN}$$

Como tem-se quatro seções da corte, a resistência de um parafuso é de 1344 daN. Para resistir ao maior esforço de tração, 4683 daN, serão necessários 4 parafusos de 10mm de diâmetro.

### Dimensionamento da Ligação Entalhada:

*Compressão inclinada às fibras:*

$$f_{c15,d} = \frac{f_{c0,d} \cdot f_{c90,d}}{f_{c0,d} \sin^2(15^\circ) + f_{c90,d} \cos^2(15^\circ)} = \frac{300 \cdot 75}{300 \cdot \sin^2(15^\circ) + 75 \cdot \cos^2(15^\circ)} = 250 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{c15,d} = \frac{F_d}{A_c} = \frac{5039}{\left(\frac{e}{\cos 15^\circ}\right) \cdot 6} = \frac{811}{e} \leq 250 \Rightarrow e \geq 3,2 \text{ cm}$$

*Tração paralela às fibras:*

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = 300 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{F_d}{A_{\text{util}}} = \frac{4637}{(12-e) \cdot 6} = \frac{773}{(12-e)} \leq 300 \Rightarrow e \leq 9,4 \text{ cm}$$

$$e_{\text{adotado}} = 3,5 \text{ cm} > 1/4 h$$

Sendo  $e > 1/4 h$ , como mencionado no item 7.1.5., serão necessários dois dentes (ver detalhamento pág. 84).

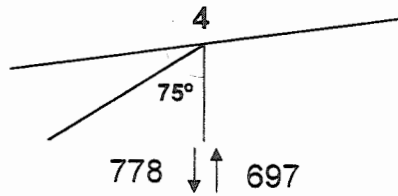
*Cisalhamento:*

$$f_{v0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v0,k}}{\gamma_v} = 0,7 \cdot \frac{80}{1,8} = 31 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{F_d \cdot \cos 15^\circ}{A} = \frac{5039 \cdot \cos 15^\circ}{(f+e \cdot \text{tg} 15^\circ) \cdot 6} \leq 31 \Rightarrow f \geq 25,2 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adotado}} = 26 \text{ cm}$$

1) Ligação do Montante com o Banzo



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 778 \text{ daN}$

Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$$

$$f_{e75,d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \sin^2(75^\circ) + f_{e90,d} \cos^2(75^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(75^\circ) + 146 \cdot \cos^2(75^\circ)}$$

$$\therefore f_{e75,d} = 151 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

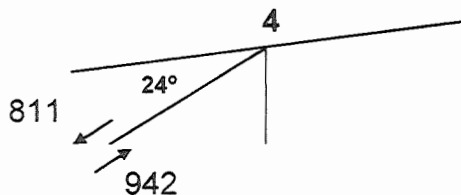
$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{151}} = 4,75$$

Para  $\beta < \beta_{\text{lim}} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 151 = 181 \text{ daN}$$

Para duas seções de corte, a resistência de um parafuso é de 362 daN. Logo, serão necessários 3 parafusos.

2) Ligação entre a Diagonal e o Banzo



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 942 \text{ daN}$

Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{e24,d} &= \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \sin^2(24^\circ) + f_{e90,d} \cos^2(24^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(24^\circ) + 146 \cdot \cos^2(24^\circ)} \\ \therefore f_{e24,d} &= 256 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right.$$

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{256}} = 3,64$$

Para  $\beta < \beta_{\text{lim}} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 256 = 307 \text{ daN}$$

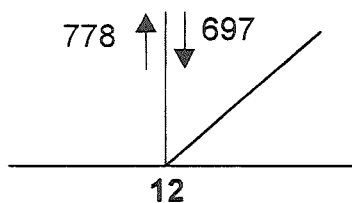
Para duas seções de corte, a resistência de um parafuso é de 614 daN. Logo, serão necessários 2 parafusos.

---

## Nó 12

---

### 1) Ligação do Montante com o Banzo



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 778 \text{ daN}$

Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:  $\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$

Para a ligação do montante com o banzo inferior, a sollicitação é normal às fibras:

$$\left\{ \begin{aligned} f_{e,90d} &= 146 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

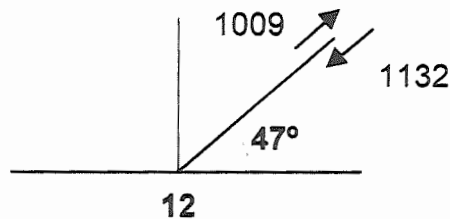
$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{146}} = 4,83$$

Para  $\beta < \beta_{lim} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v,l,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 146 = 175 \text{ daN}$$

Para duas seções de corte, a resistência de um parafuso é de 350 daN. Logo, serão necessários 3 parafusos.

## 2) Ligação entre a Diagonal e o Banzo



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 1132 \text{ daN}$

Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{e47,d} &= \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \cdot \sin^2(47^\circ) + f_{e90,d} \cdot \cos^2(47^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(47^\circ) + 146 \cdot \cos^2(47^\circ)} \\ \therefore f_{e47,d} &= 192 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right.$$

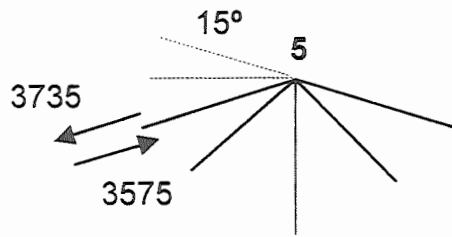
$$\beta_{lim} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{192}} = 4,2$$

Para  $\beta < \beta_{lim} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v,l,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 192 = 230 \text{ daN}$$

Para duas seções de corte, a resistência de um parafuso é de 460 daN. Logo, serão necessários 3 parafusos.

1) Ligação do Banzo:



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 3735 \text{ daN}$

Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:  $\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$

$$f_{e15,d} = \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \sin^2(15^\circ) + f_{e90,d} \cos^2(15^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(15^\circ) + 146 \cdot \cos^2(15^\circ)}$$

$$\therefore f_{e15,d} = 280 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

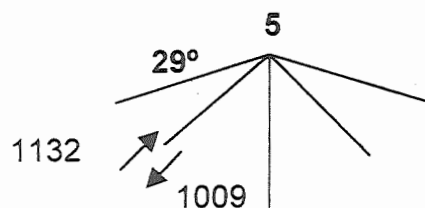
$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{280}} = 3,48$$

Para  $\beta < \beta_{\text{lim}} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 280 = 336 \text{ daN}$$

Para quatro seções de corte, a resistência de um parafuso é de 1344 daN. Logo, serão necessários 3 parafusos.

2) Ligação do Banzo com a Diagonal



Considerando o esforço crítico:  $N_d = 1132 \text{ daN}$



Para  $t = 3 \text{ cm}$  e  $d = 10 \text{ mm}$ , tem-se:  $\beta = \frac{t}{d} = \frac{3}{1} = 3$

$$\left\{ \begin{aligned} f_{e29,d} &= \frac{f_{e0,d} \cdot f_{e90,d}}{f_{e0,d} \sin^2(29^\circ) + f_{e90,d} \cos^2(29^\circ)} = \frac{300 \cdot 146}{300 \cdot \sin^2(29^\circ) + 146 \cdot \cos^2(29^\circ)} \\ \therefore f_{e29,d} &= 241 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \end{aligned} \right.$$

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{2181}{241}} = 3,76$$

Para  $\beta < \beta_{\text{lim}} \Rightarrow$  embutimento da madeira. A resistência de cada seção de corte para um parafuso será dada por:

$$R_{v1,d} = 0,40 \cdot \frac{3^2}{3} \cdot 241 = 289 \text{ daN}$$

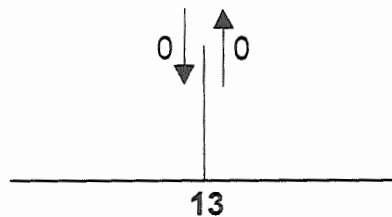
Para duas seções de corte, a resistência de um parafuso é de 578 daN. Logo, serão necessários 2 parafusos.

---

### Nó 13

---

#### 1) Ligação do Banzo com o Montante



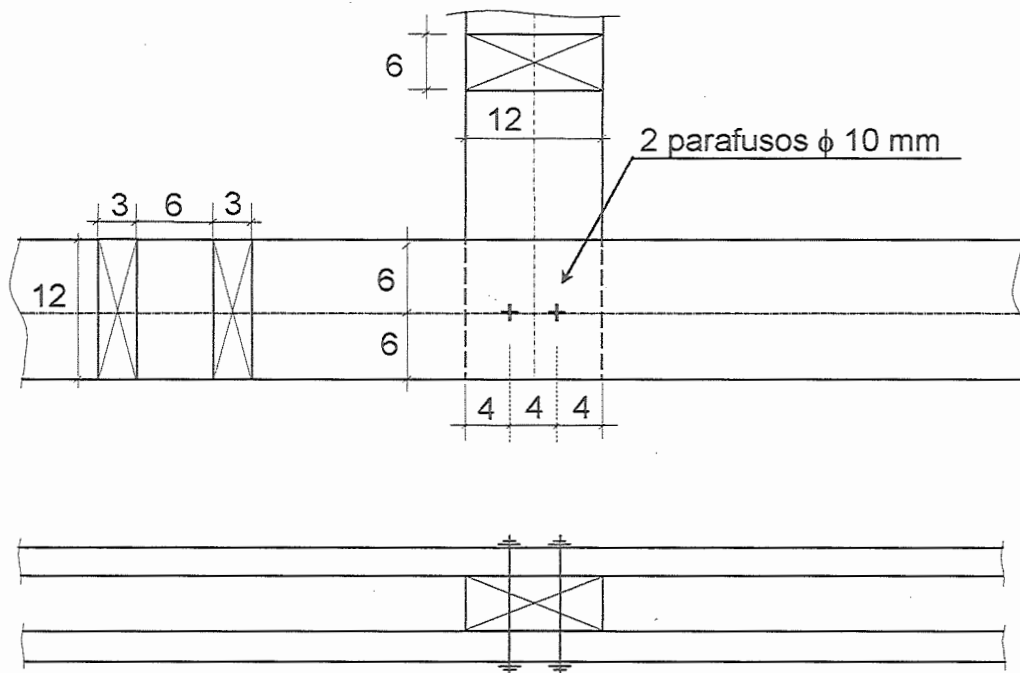
Devem ser colocados apenas 2 parafusos de diâmetro 10 mm (o mínimo exigido por norma).

Em seguida estão apresentados os croquis das ligações acima dimensionadas.



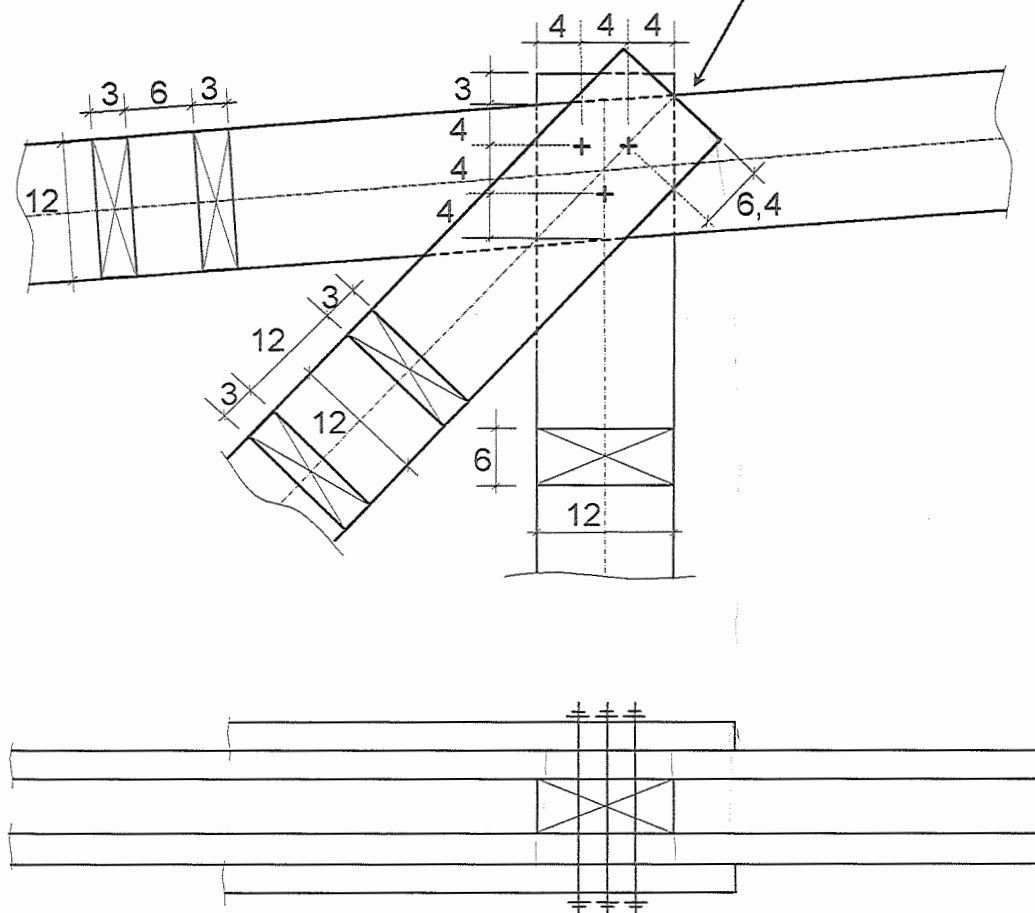
Nó 13

unidade: cm

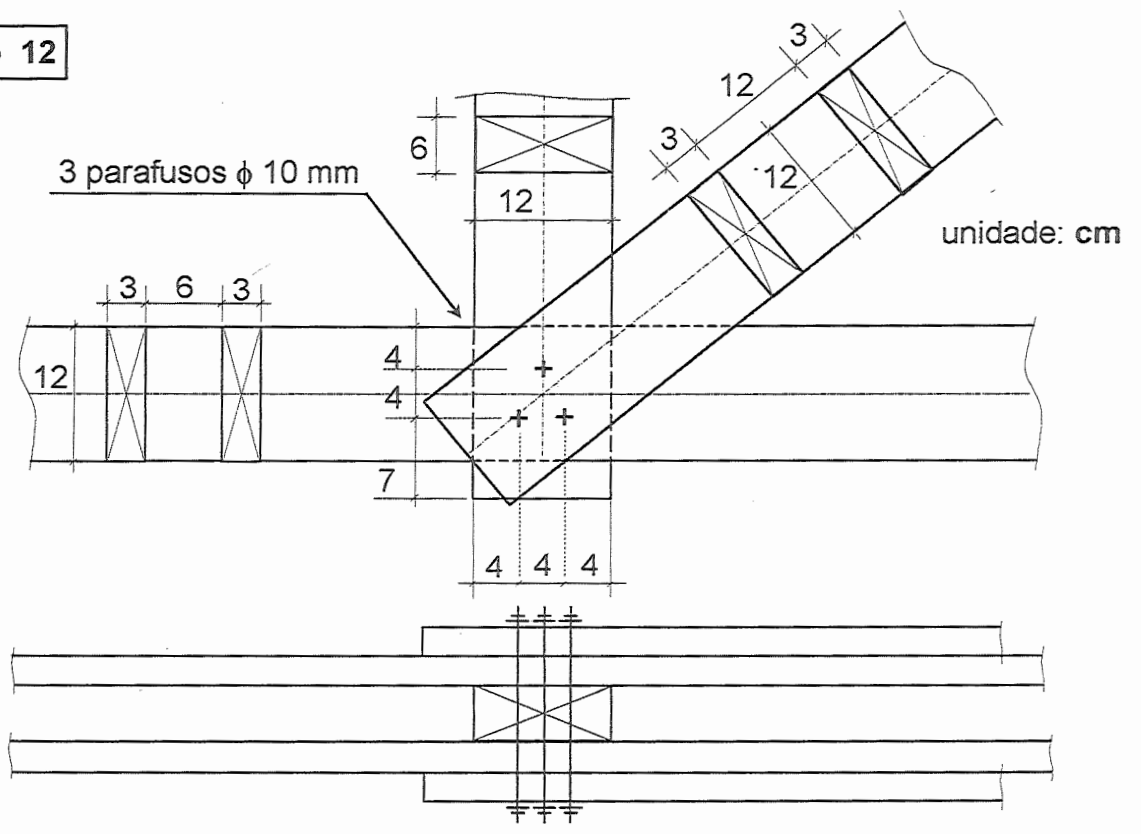


Nó 4

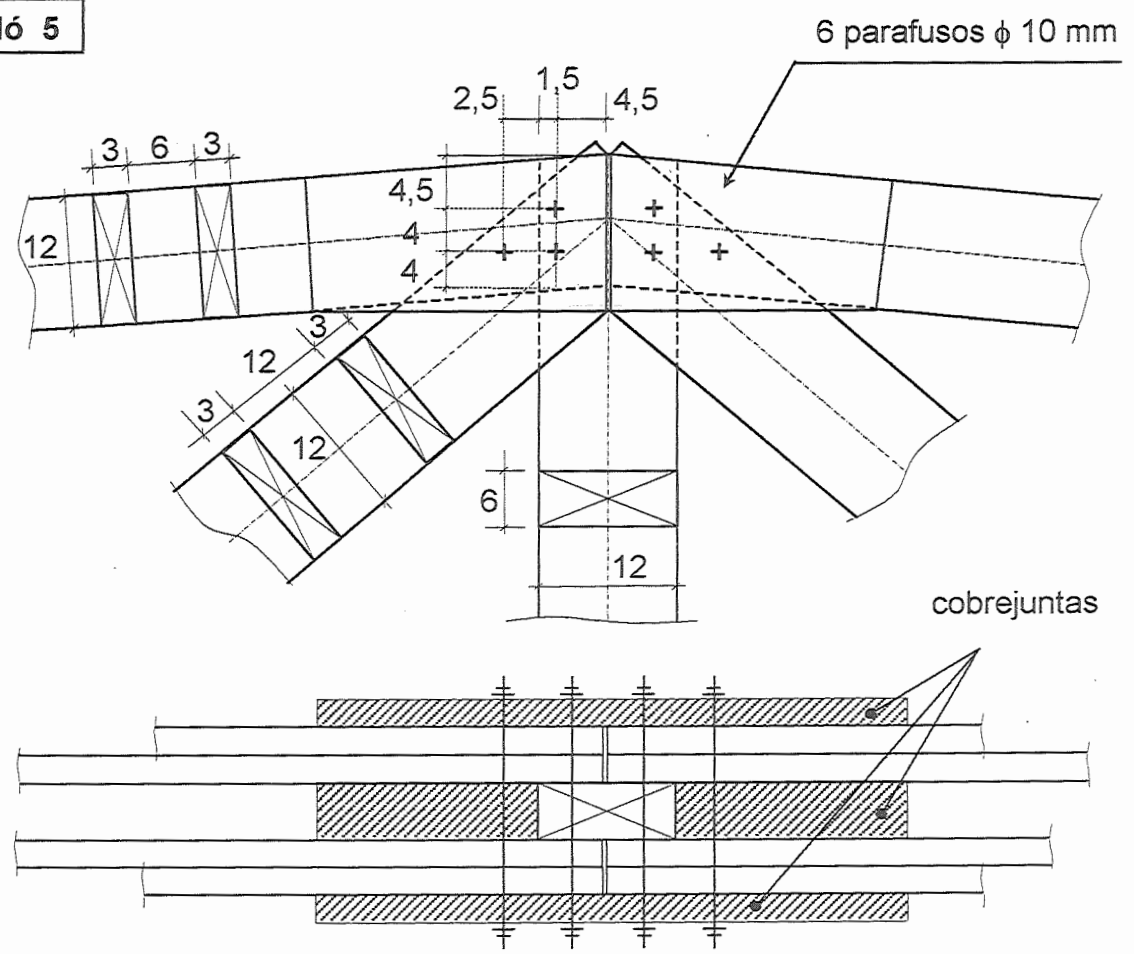
3 parafusos  $\phi$  10 mm



**Nó 12**

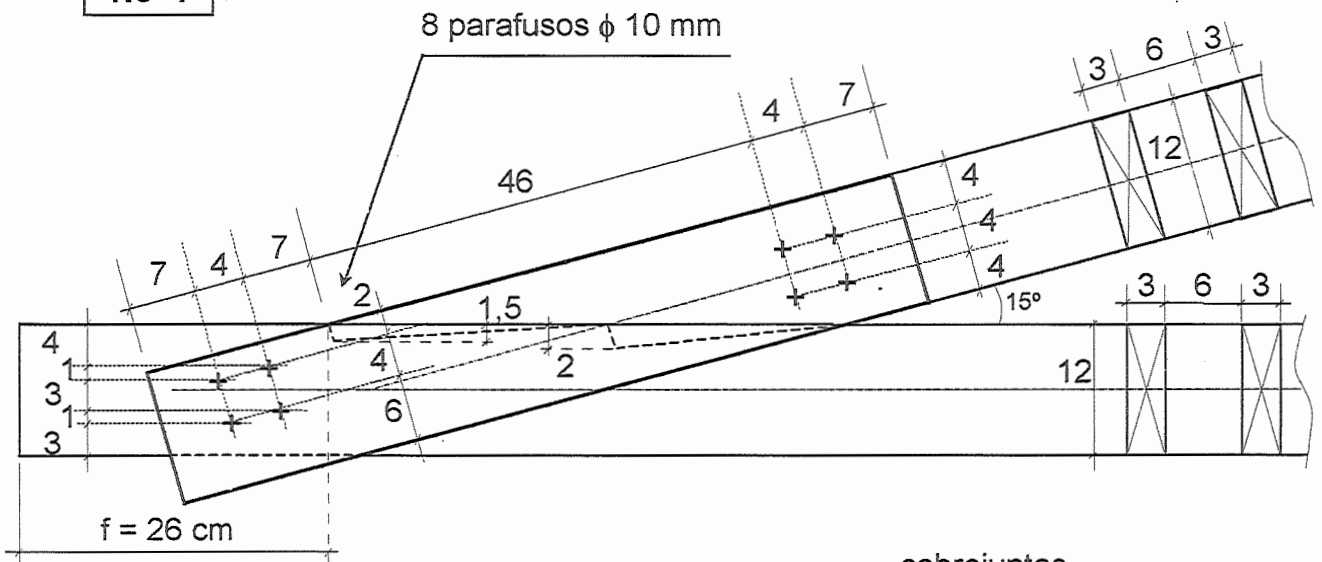


**Nó 5**

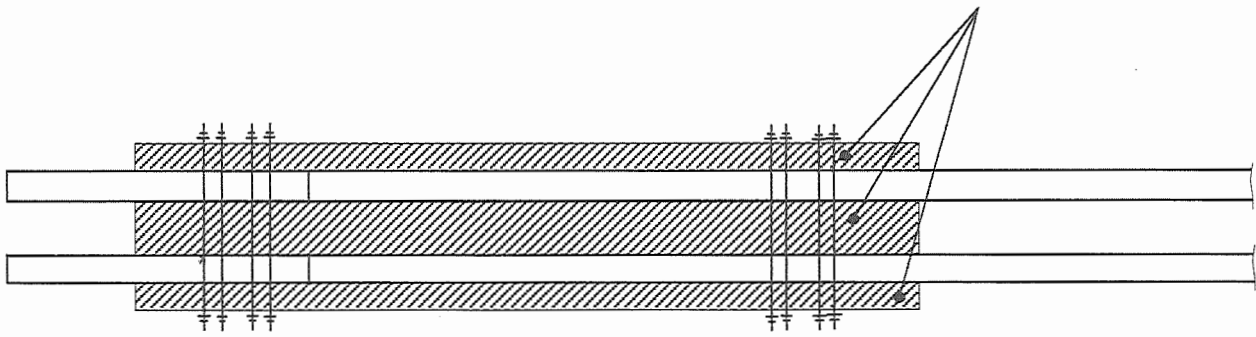


Nó 1

unidade: cm



cobrejuntas



## 9. PEÇAS COMPOSTAS

### 9.1. PEÇAS COMPOSTAS

---

#### 9.1.1. Generalidades

As peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente podem ser consideradas como se fossem peças maciças, com as restrições adiante estabelecidas.

#### 9.1.2. Peças compostas de seção T , I ou caixão ligadas por pregos

As peças compostas por peças serradas formando seção T , I ou caixão, solidarizadas permanentemente por ligações rígidas por pregos, dimensionadas ao cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça, solicitadas a flexão simples ou composta, podem ser dimensionadas como peças maciças, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos elementos componentes, e momento de inércia efetivo dado por

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}$$

onde  $I_{th}$  é o momento de inércia da seção total da peça como se ela fosse maciça, sendo

- para seções T :  $\alpha_r = 0,95$
- para seções I ou caixão:  $\alpha_r = 0,85$

Na falta de verificação específica da segurança em relação à estabilidade da alma, recomenda-se o emprego de enrijecedores perpendiculares ao eixo da viga, com espaçamento máximo de duas vezes a altura total da viga.

#### 9.1.3. Peças compostas com alma em treliça ou de chapa de madeira compensada

As peças compostas com alma em treliça formada por tábuas diagonais, e as peças compostas com alma formada por chapa de madeira compensada, devem ser dimensionadas à flexão simples ou composta, considerando exclusivamente as peças dos banzos tracionado e comprimido, sem redução de suas dimensões.

A alma dessas vigas e as suas ligações com os respectivos banzos devem ser dimensionadas a cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça.

#### **9.1.4. Peças compostas de seção retangular ligadas por conectores metálicos**

As vigas compostas de seção retangular, ligadas por conectores metálicos, solicitadas à flexão simples ou composta, suposta uma execução cuidadosa e a existência de parafusos suplementares que solidarizem permanentemente o sistema, podem ser dimensionadas à flexão, em estado limite último, como se fossem peças maciças, reduzindo-se o momento de inércia da seção composta, adotando:

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}$$

sendo

- para dois elementos superpostos:  $\alpha_r = 0,85$
- para três elementos superpostos:  $\alpha_r = 0,70$

onde  $I_{ef}$  é o valor efetivo e  $I_{th}$  o seu valor teórico.

Os conectores metálicos devem ser dimensionados para resistirem ao cisalhamento que existiria nos planos de contato das diferentes peças como se a peça fosse maciça.

## **9.2. ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS**

---

### **9.2.1. Peças solidarizadas continuamente**

A estabilidade das peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente pode ser verificada como se elas fossem maciças com as restrições impostas anteriormente.

### **9.2.2. Peças solidarizadas descontinuamente**

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação como mostrado na figura 29 devem ter sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global.

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

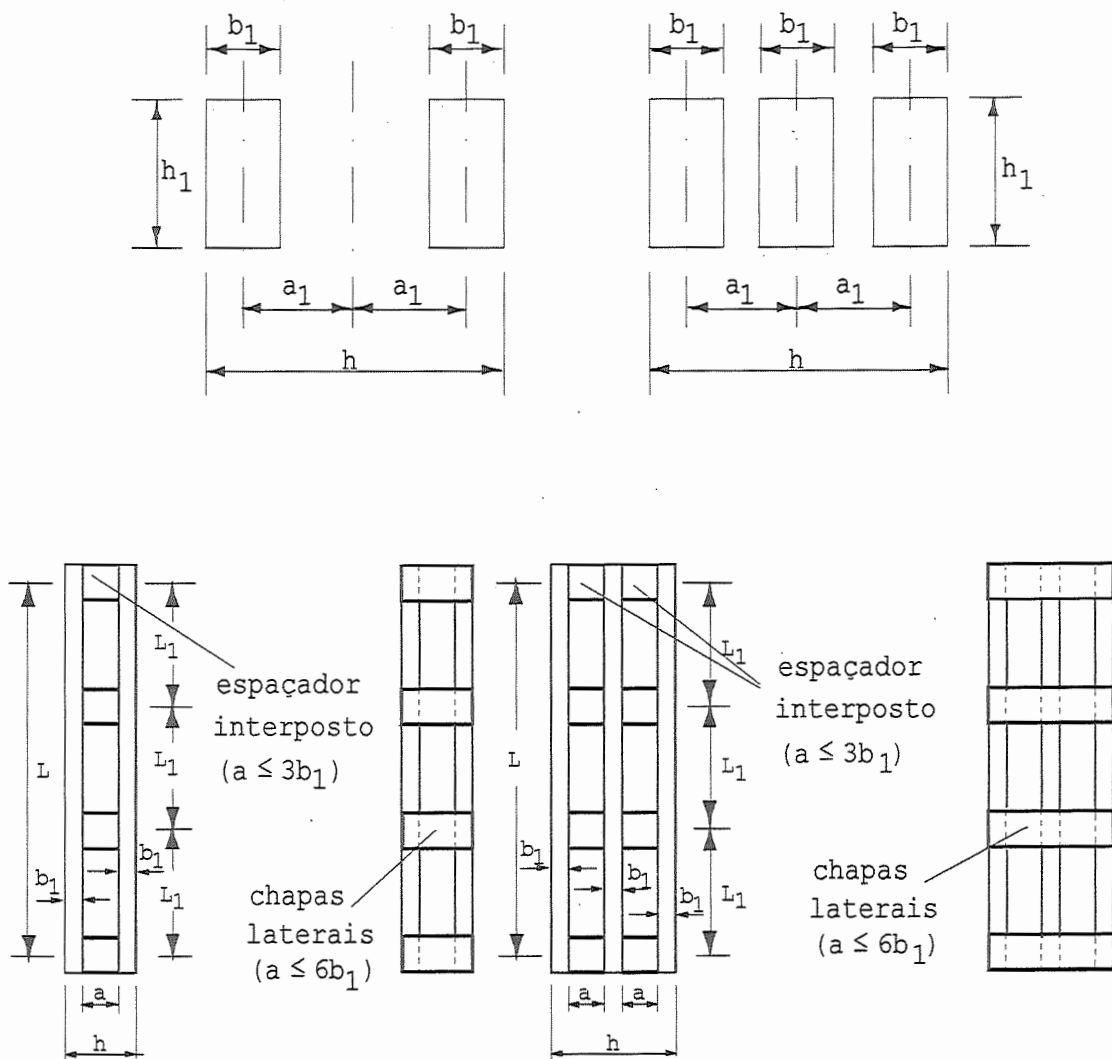


FIGURA 29 - Peças solidarizadas descontinuamente (Fonte: NBR 7190:1997)

Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento  $L$  da peça. A sua fixação aos elementos componentes deve ser feita por ligações rígidas com pregos ou parafusos.

Permite-se que estas ligações sejam feitas com apenas 2 parafusos ajustados dispostos ao longo da direção do eixo longitudinal da peça, afastados entre si de no mínimo  $4d$  e das bordas do espaçador de pelo menos  $7d$ , desde que o diâmetro de pré-furação  $d_0$  seja feito igual ao diâmetro  $d$  do parafuso.

Nessa verificação, para as seções mostradas na figura 30, admitem-se as seguintes relações:

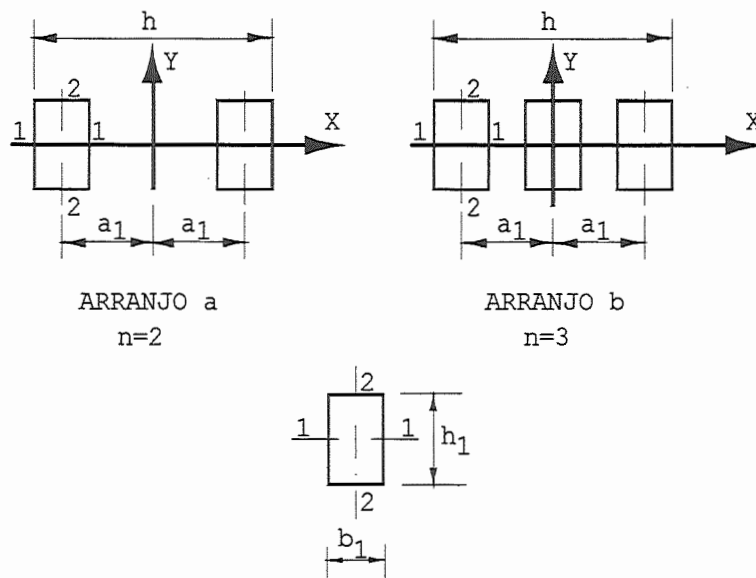


FIGURA 30 - Seções compostas por dois ou três elementos iguais  
(Fonte: NBR 7190:1997)

Seção do elemento componente

$$A_1 = b_1 h_1$$

$$I_1 = b_1 h_1^3 / 12$$

$$I_2 = h_1 b_1^3 / 12$$

Seção composta

$$A = n A_1$$

$$I_x = n I_1$$

$$I_y = n I_2 + 2 A_1 a_1^2$$

$$I_{y,ef} = \beta_I I_y$$

com

$$\beta_I = \frac{I_2 m^2}{I_2 m^2 + \alpha_y I_y}$$

onde :

$m$  = número de intervalos de comprimento  $L_1$  em que fica dividido o comprimento  $L$  total da peça

$\alpha_y = 1,25$  para espaçadores interpostos

$\alpha_y = 2,25$  para chapas laterais de fixação

$$m = \frac{L}{L_1}$$

A verificação deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área  $A$  e momentos de inércia  $I_x$  e  $I_{y,ef}$ .

Nessa verificação, as condições de segurança especificadas com relação à estabilidade são representadas por:

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

onde

$$W_2 = \frac{I_2}{b_1/2}$$

A segurança dos espaçadores e de suas ligações com os elementos componentes deve ser verificada para um esforço de cisalhamento cujo valor convencional de cálculo é dado por

$$V_d = A_1 f_{vo,d} \frac{L_1}{a_1}$$

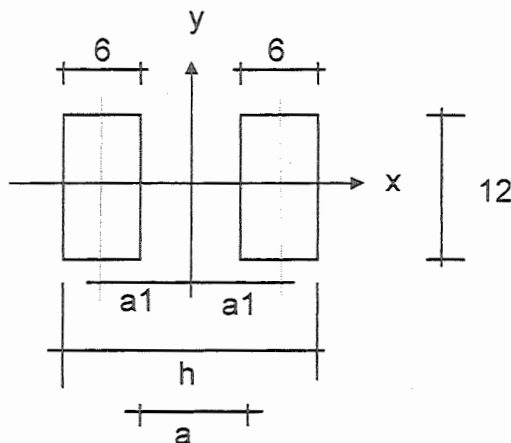
Dispensa-se a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento  $L_1$  dos elementos componentes, desde que respeitadas as limitações:

$$9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1$$

$$a \leq 3b_1 \text{ peças interpostas}$$

$$a \leq 6b_1 \text{ peças com chapas laterais}$$

**EXEMPLO 10:** Para o pilar esquematizado abaixo, pede-se: o posicionamento dos espaçadores e o cálculo da inércia mínima.



$$N_d = 1,4 \times 2140 = 2996 \text{ daN}$$

$$L = 300 \text{ cm (altura do pilar)}$$

**Disposição dos espaçadores:**

De acordo com a NBR 7190:1997:

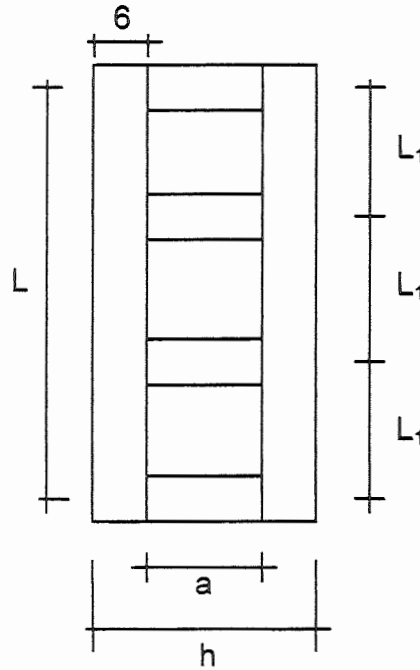
$$a \leq 3 \cdot b_1 \Rightarrow a \leq 3 \cdot 6 \Rightarrow a \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Adotado: } a = 12 \text{ cm}$$

Se o valor de  $L_1$ , estiver dentro do intervalo:  $9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1$ , pode-se dispensar a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento  $L_1$ .

Com isso, tem-se:

$$9 \cdot 6 \leq L_1 \leq 18 \cdot 6 \Rightarrow 54 \text{ cm} \leq L_1 \leq 108 \text{ cm}$$

Portanto, adotando  $L_1 = 100$  cm, dispensa-se a verificação da estabilidade local de cada trecho.



**Cálculo dos momentos de inércia:**

$$I_x = \frac{2 \cdot 6 \cdot 12^3}{12} \Rightarrow I_x = 1728 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,ef} = \beta_I \cdot I_y$$

$$I_y = \frac{2 \cdot 12 \cdot 6^3}{12} + 2(6 \cdot 12 \cdot 9^2) = 12096 \text{ cm}^4$$

$$\beta_I = \frac{I_2 \cdot m^2}{I_2 \cdot m^2 + \alpha_y \cdot I_y}$$

$$I_2 = \frac{6^3 \cdot 12}{12} = 216 \text{ cm}^4 \quad m = \frac{L}{L_1} = \frac{300}{100} = 3 \quad \alpha_y = 1,25$$

$$\beta_I = 0,88 \Rightarrow I_{y,ef} = 0,88 \cdot 12096 = 10644 \text{ cm}^4$$

Portanto a direção crítica é a "x", e a verificação da estabilidade é feita de acordo com os critérios apresentados no capítulo 7.

## 10. CONTRAVENTAMENTO

### 10.1. ESTABILIDADE GLOBAL. CONTRAVENTAMENTO.

---

#### 10.1.1. Generalidades

As estruturas formadas por um sistema principal de elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos paralelos entre si, devem ser contraventadas por outros elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos ortogonais aos primeiros, de modo a impedir deslocamentos transversais excessivos do sistema principal e garantir a estabilidade global do conjunto.

No dimensionamento do contraventamento devem ser consideradas as imperfeições geométricas das peças, as excentricidades inevitáveis dos carregamentos e os efeitos de segunda ordem decorrentes das deformações das peças fletidas.

Na falta de determinação específica da influência destes fatores, permite-se admitir que, na situação de cálculo, em cada nó do contraventamento seja considerada uma força  $F_{1d}$ , com direção perpendicular ao plano de resistência dos elementos do sistema principal, de intensidade convencional, conforme o que adiante se estabelece.

#### 10.1.2. Contraventamento de peças comprimidas

Para as peças comprimidas pela força de cálculo  $N_d$ , com articulações fixas em ambas as extremidades, cuja estabilidade requeira o contraventamento lateral por elementos espaçados entre si da distância  $L_1$ , devem ser respeitadas as seguintes condições adiante especificadas em função dos parâmetros mostrados na figura 31.

As forças  $F_{1d}$  atuantes em cada um dos nós do contraventamento podem ser admitidas com o valor mínimo convencional de  $N_d/150$ , correspondente a uma curvatura inicial da peça com flechas da ordem de  $1/300$  do comprimento do arco correspondente.

A rigidez  $K_{br,1}$  da estrutura de apoio transversal das peças de contraventamento deve garantir que a eventual instabilidade teórica da barra principal comprimida corresponda a um eixo deformado constituído por  $m$  semi-ondas de comprimento  $L_1$  entre nós indeslocáveis. A rigidez  $K_{br,1}$  deve ter pelo menos o valor dado por:

$$K_{br,1,\min} = 2 \alpha_m \frac{\pi^2 E_{co,ef} I_2}{L_1^3} \quad \text{sendo} \quad \alpha_m = 1 + \cos \frac{\pi}{m} \quad (\text{Tabela 19})$$

Onde:

$m$  = número de intervalos de comprimento  $L_1$  entre as  $(m-1)$  as linhas de contraventamento ao longo do comprimento total  $L$  da peça principal;

$L_1$  = distância entre elementos de contraventamento;

$E_{co,ef}$  = valor do módulo de elasticidade paralelo às fibras da madeira da peça principal contraventada;

$I_2$  = momento de inércia da seção transversal da peça principal contraventada, para flexão no plano de contraventamento.

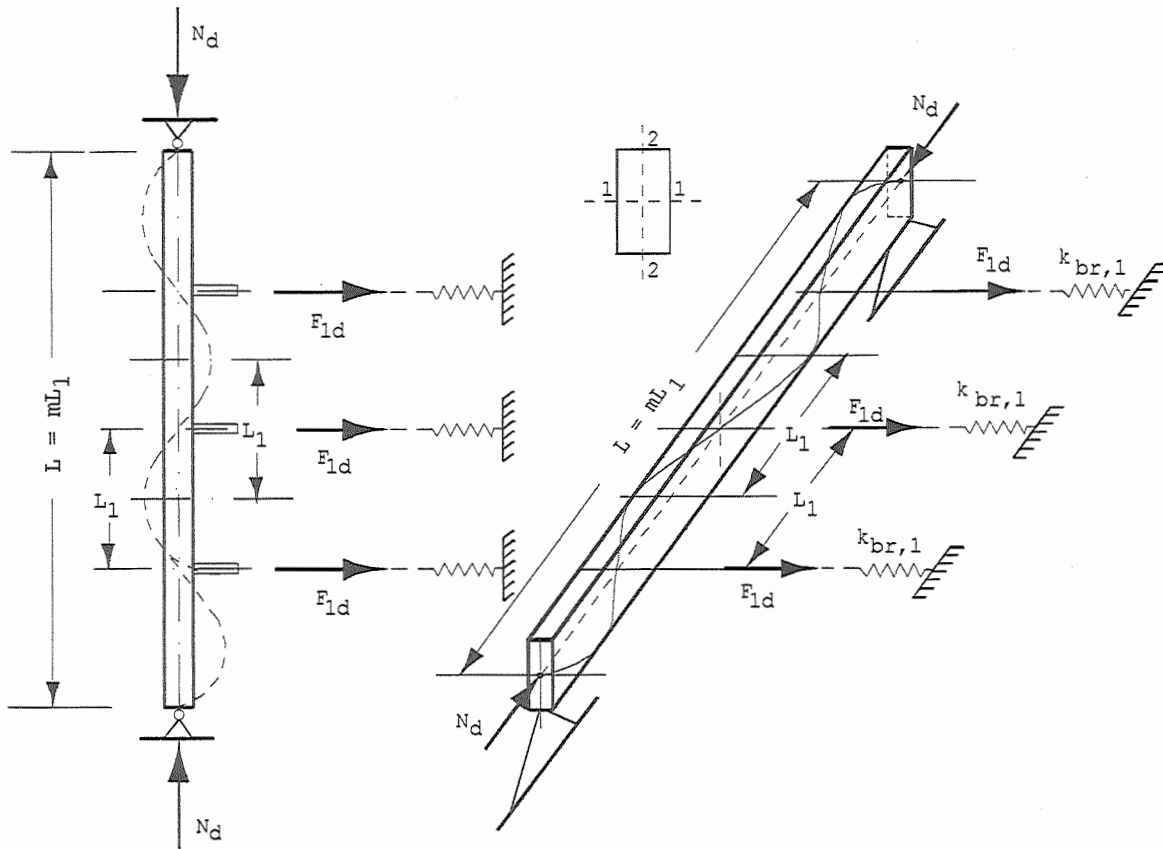


FIGURA 31 - Parâmetros para verificação da estabilidade lateral  
(Fonte: NBR 7190:1997)

Tabela 19 - Valores de  $\alpha_m$  (Fonte NBR 7190:1997)

$m$	2	3	4	5	$\infty$
$\alpha_m$	1	1,5	1,7	1,8	2

Se os elementos de contraventamento forem comprimidos pelas forças  $F_{1d}$ , eles também deverão ter sua estabilidade verificada. Esta verificação é dispensada quando os elementos de contraventamento forem efetivamente fixados em ambas as extremidades, de modo que eles possam cumprir sua função sendo solicitados apenas à tração em um de seus lados.

As emendas dos elementos de contraventamento e as suas fixações às peças principais contraventadas devem ser dimensionadas para resistirem às forças  $F_{1d}$ .

### 10.1.3. Contraventamento do banzo comprimido das peças fletidas

Para o contraventamento do banzo comprimido de treliças ou de vigas fletidas, admitem-se as mesmas hipóteses especificadas em 10.1.2, adotando-se para  $F_{1d}$  os mesmos valores anteriores, aplicados neste caso à resultante  $R_{\text{cd}}$  das tensões de compressão atuantes nesse banzo, na situação de cálculo.

No caso de vigas, a validade desta hipótese exige que esteja impedida a rotação, em torno de seu eixo longitudinal, das seções transversais de suas duas extremidades.

### 10.1.4. Estabilidade global de elementos estruturais em paralelo

Para um sistema estrutural principal, formado por uma série de  $n$  elementos estruturais planos em paralelo, cuja estabilidade lateral individual requiera contraventamento, deve ser prevista uma estrutura de contraventamento, composta por outros elementos estruturais planos, dispostos em planos perpendiculares ao plano dos elementos contraventados.

Se a estrutura de contraventamento estiver submetida a carregamentos externos atuantes na construção, os seus efeitos devem ser acrescidos aos decorrentes da função de contraventamento.

No caso de estruturas de cobertura, na falta de uma análise estrutural rigorosa, permite-se considerar a estrutura de contraventamento como composta por um sistema de treliças verticais, dispostas perpendicularmente aos elementos do sistema principal, e por treliças dispostas perpendicularmente ao plano dos elementos do sistema estrutural principal, no plano horizontal e no plano da cobertura, colocadas nas extremidades da construção e em posições intermediárias com espaçamentos não superiores a 20 metros.

O sistema de treliças verticais é formado por duas diagonais, dispostas verticalmente em pelo menos um de cada três vãos definidos pelos elementos do sistema principal, e por peças longitudinais que liguem continuamente, de uma extremidade a outra da construção, os nós homólogos dos banzos superior e inferior dos elementos do sistema principal, como mostrado na figura 32.

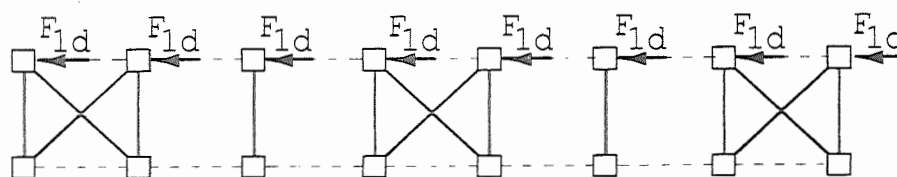


FIGURA 32 - Arranjo vertical de contraventamento (Fonte: NBR 7190:1997)

Em cada nó pertencente ao banzo comprimido dos elementos do sistema principal, deve ser considerada uma força transversal ao elemento principal, com intensidade  $F_{1d} = N_d/150$ , onde  $N_d$  é o valor de cálculo da resultante das tensões atuantes no banzo comprimido de um elemento do sistema principal.

As estruturas de contraventamento das extremidades da construção, como mostrado na figura 33, e de eventuais posições intermediárias, quando existentes, devem resistir, em cada um de seus nós, a forças cujo valor de cálculo  $F_d$  corresponda, pelo menos, a 2/3 da resultante das  $n$  forças  $F_{1d}$  existentes no trecho a ser estabilizado pela estrutura de contraventamento considerada.

A rigidez destas estruturas de contraventamento deve ser tal que o seu nó mais deslocável atenda à exigência de rigidez mínima

$$K_{br} \geq \frac{2}{3} n K_{br,1,min}$$

onde  $K_{br,1,min}$  é dado em 10.1.2.

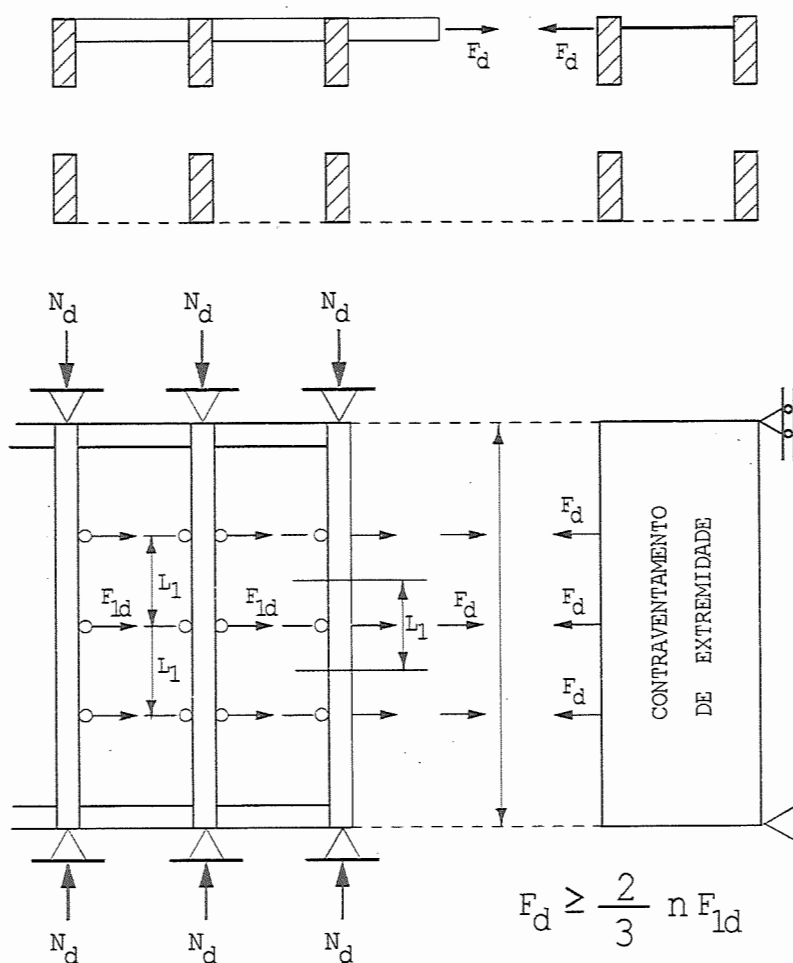


FIGURA 33 - Arranjo horizontal de contraventamento (Fonte: NBR 7190:1997)

## EXEMPLO DE CONTRAVENTAMENTO EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

A estrutura a ser contraventada é uma estrutura de cobertura de um galpão que possui 27,0 metros de comprimento, 12,5 m de largura e 4,0 m de altura. O galpão possui oitões de alvenaria em cada uma das suas extremidades longitudinais. No dimensionamento da cobertura foi possível dispor as treliças, de 1,56 m de altura, a cada 4,0 m de distância entre si.

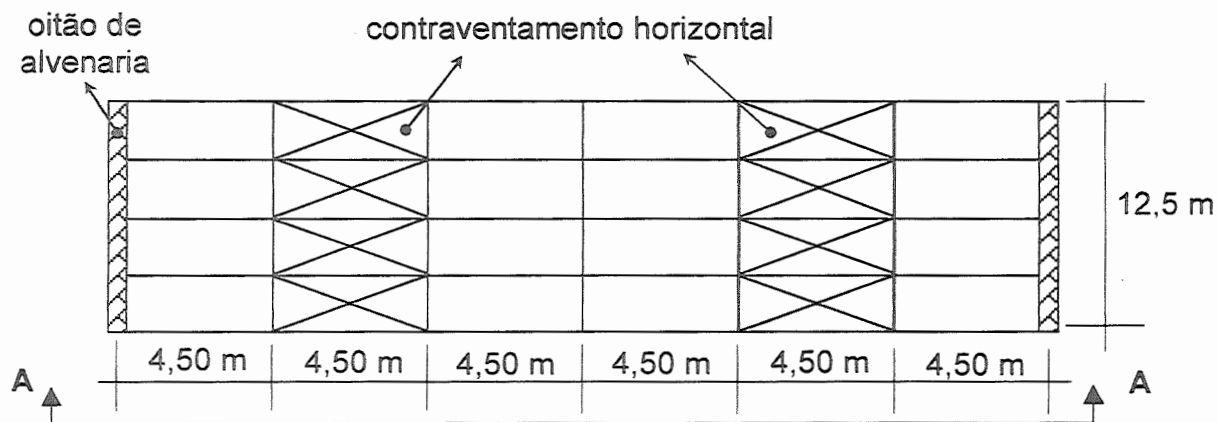
Dados:

- ✓ Seção transversal dos contraventamentos: 6 cm x 16 cm
- ✓ Máximo esforço de cálculo atuante no banzo comprimido da treliça:  $N_d = 3589$  daN
- ✓ Madeira C 40, serrada e de 2ª categoria
- ✓ Classe de umidade 1
- ✓ Vento de longa duração

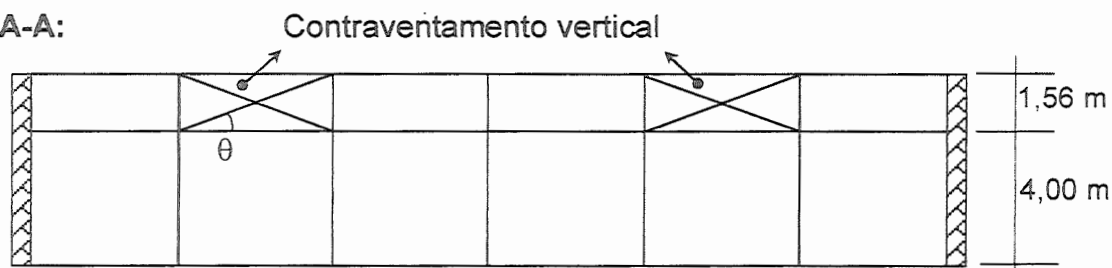
### Resolução

No caso de estruturas de cobertura, na falta de uma análise estrutural mais rigorosa, permite-se considerar a estrutura de contraventamento como composta por um sistema de treliças verticais, dispostas perpendicularmente aos elementos do sistema principal, e por treliças horizontais dispostas também perpendicularmente ao mesmo sistema, só que no plano horizontal e no plano da cobertura. Recomenda-se que a distância máxima entre elementos horizontais enrijecidos seja de 20,0 m, e que os elementos do contraventamento vertical sejam dispostos de modo a se ter um elemento a cada dois vãos.

Arranjo dos contraventamentos:



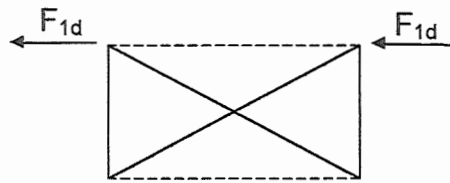
Vista A-A:



### Verificação da instabilidade do contraventamento vertical

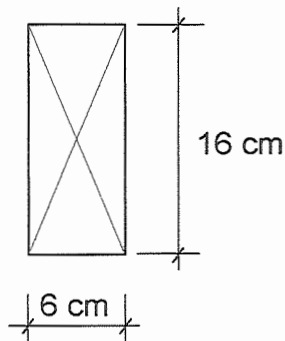
A força  $F_{1d}$  admitida como transversal ao elemento principal e portanto, atuante no contraventamento vale:

$$F_{1d} = \frac{N_d}{150}$$



onde  $N_d$  é o máximo esforço de cálculo atuante no nó o qual se quer contraventar. Para o exemplo,  $N_d = 3589$  daN.

A seção transversal do contraventamento é:



As características geométricas da seção transversal do contraventamento são:

$$A = 6 \times 16 = 96 \text{ cm}^2$$
$$I_x = \frac{6 \times 16^3}{12} = 2048 \text{ cm}^4 \quad I_y = \frac{16 \times 6^3}{12} = 288 \text{ cm}^4$$
$$i_x = \sqrt{\frac{2048}{96}} = 4,62 \text{ cm} \quad i_y = \sqrt{\frac{288}{96}} = 1,73 \text{ cm}$$

Determinação do índice de esbeltez da peça:

$$\lambda_x = \frac{l_{fl_x}}{r_x} = \frac{\sqrt{450^2 + 156^2}}{4,62} = 103$$
$$\lambda_y = \frac{l_{fl_y}}{r_y} = \frac{\sqrt{450^2 + 156^2}}{1,73} = 138 \Rightarrow \text{mais crítico!}$$

Pelo índice de esbeltez, conclui-se que se trata de um peça esbelta. O ângulo que a diagonal do contraventamento faz com a horizontal, vale:

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{156}{450} = 19^\circ$$

Logo, a força normal atuante é:

$$N_d' = \frac{N_d}{150} \times \frac{1}{\cos \theta} = \frac{3589}{150} \times \frac{1}{\cos \theta} = 25 \text{ daN (por tramo)}$$

A peça (esbelta) deve satisfazer à seguinte condição:

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

Então:

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{25 \times 2 \text{ tramos}}{96} = 0,52 \text{ daN/cm}^2$$

$e_i = 0$  (por se tratar de uma treliça)

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{\sqrt{450^2 + 156^2}}{300} = 0,79 \text{ cm}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 109200 \times 288}{450^2 + 156^2} = 1368 \text{ daN}$$

$$d = \frac{\phi(N_{gk} + (\phi_1 + \phi_2)N_{qk})}{F_E - (N_{gk} + (\phi_1 + \phi_2)N_{qk})} = \frac{0,8 \cdot 50}{1368 - 50} = 0,03$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a)(e^d - 1) = (0 + 0,79)(e^{0,03} - 1) = 0,03 \text{ cm}$$

$$M_d = N_d e_{1,ef} \left( \frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 50 \cdot (0 + 0,87 + 0,03) \left( \frac{1368}{1368 - 50} \right) = 47 \text{ daN.cm}$$

Logo:

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I_y} \cdot x = \frac{47}{288} \cdot 3 = 0,50 \text{ daN/cm}^2$$

Determinação da resistência de cálculo à compressão paralela às fibras:

- ✓ Vento de longa duração:  $k_{mod_1} = 0,70$
- ✓ Classe de umidade 1, madeira serrada:  $k_{mod_2} = 1,00$
- ✓ Madeira de 2ª categoria:  $k_{mod_3} = 0,80$

Então:

$$f_{c0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{c0,k}}{\gamma_w} = 0,70 \times 1,00 \times 0,80 \times \frac{400}{1,4} = 160 \text{ daN/cm}^2$$

Verificação:  $\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{0,52}{160} + \frac{0,50}{160} \ll 1 \rightarrow \text{OK!}$

Conclui-se que a resistência da peça é muito maior que a ação atuante, porém, deve-se considerar que o comprimento de flambagem ( $\lambda = 138$ ) está praticamente no limite permitido para peça comprimida ( $\lambda = 140$ ), não sendo possível diminuir a seção do contraventamento.

## **11. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS**

### **11.1. GENERALIDADES**

---

A norma brasileira apresenta em seu capítulo 10 algumas considerações sobre a utilização de elementos estruturais de madeira e a execução de estruturas de madeira, sendo elas:

- O projeto deve propiciar uma definição clara do sistema estático adotado, para se evitarem problemas com os valores dos esforços atuantes nas seções críticas. No caso da utilização de sistemas estruturais estaticamente indeterminados é obrigatória a utilização de nós rígidos, já para estruturas isostáticas permite-se o emprego de ligações deformáveis, que são consideradas rígidas nos cálculos, e deve-se aplicar à estrutura isostática uma contra-flecha com forma parabólica de pelo menos  $L/100$ , onde  $L$  é o vão teórico da estrutura considerada. No capítulo 8 são apresentadas as definições para ligações rígidas e deformáveis, de acordo com o tipo de conector utilizado.
- Devem ser tomados cuidados como: tratamento preservativo, facilidade de escoamento das águas e arejamento das faces vizinhas e paralelas, a fim de se evitar a deterioração das peças. O projeto deve oferecer facilidade de inspeção e substituição em caso de deterioração.
- Para as pontes ferroviárias deve-se utilizar sempre madeira tratada e no caso de pontes rodoviárias e passarelas sem revestimento protetor, deve-se admitir uma camada de desgaste com pelo menos 2 cm de espessura.

### **11.2. DIMENSÕES MÍNIMAS DAS PEÇAS DE MADEIRA**

---

Nas peças principais isoladas a área mínima das seções transversais deve ser de  $50 \text{ cm}^2$  e a espessura mínima de 5 cm. São exemplos de peças principais isoladas as vigas e barras longitudinais de treliças.

Nas peças secundárias esses limites reduzem-se respectivamente para  $18 \text{ cm}^2$  e 2,5 cm.

Caso sejam utilizadas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento que compõe a peça deve ser de  $35 \text{ cm}^2$  e a espessura mínima de 2,5 cm. Já para peças secundárias múltiplas esses limites são reduzidos para  $18 \text{ cm}^2$  e 1,8 cm.

### **11.3. ESBELTEZ MÁXIMA DAS PEÇAS DE MADEIRA**

---

Para elementos estruturais comprimidos, o comprimento máximo não pode ser ultrapassar 40 vezes a dimensão transversal correspondente ao eixo de flambagem. Já para elementos estruturais tracionados este limite passa para 50 vezes.

### **11.4. CHAPAS DE AÇO**

---

Para pontes, a espessura mínima das chapas de aço das ligações é de 9 mm, enquanto que para outras estruturas este valor é de 6 mm.

### **11.5. LIGAÇÕES**

---

As dimensões mínimas dos dispositivos de ligação utilizados nas estruturas de madeira devem obedecer, além dos valores especificados no capítulo 8, as seguintes condições para as arruelas na fixação de parafusos:

- Diâmetro ou comprimento do lado de no mínimo 3 vezes o diâmetro do pino.
- Espessura mínima:
  - 9 mm em pontes;
  - 6 mm para outras estruturas;
  - 1/8 do diâmetro.

Além disso devem ser verificados os seguintes aspectos na execução das ligações:

- Os eixos das barras de treliças devem encontrar-se, sempre que possível, nas posições teóricas dos nós para diminuir os problemas de excentricidade nas ligações.
- Os pinos devem ser simetricamente dispostos em relação ao eixo da peça de modo a reduzir ao mínimo o risco de se afrouxarem simultaneamente em consequência de um possível fendilhamento da madeira.

### **11.6. PEÇAS QUE APRESENTAM CONICIDADE**

---

Para a verificação de elementos estruturais à compressão que apresentem conicidade (postes), deve-se adotar o diâmetro médio calculado, como mostrado abaixo, e trabalhar com uma seção quadrada de área equivalente.



$$\phi_m = \phi_2 + \frac{\phi_1 - \phi_2}{3}$$

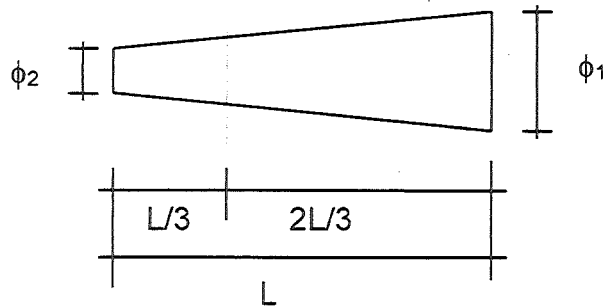


FIGURA 34 - Diâmetro médio de postes

## 12. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto de Estruturas de Madeira - NBR 7190:1997. ABNT, Rio de Janeiro, 1997.

CALIL JUNIOR, C. SET 406 - Estruturas de Madeira - Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Publicações EESC/USP, São Carlos, 1996.

CALIL JUNIOR, C. Roteiro de projetos de telhados com treliças de madeira. SET 112 Estruturas de Madeira - Notas de aula. Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), São Carlos, 1989.

HELLMEISTER, J.C., Madeiras e suas características In: Encontro Brasileiro em Madeira e em Estruturas de Madeira, 1. Anais, v. características, p. 1-37. São Carlos, 1983.

MAINIERI, C. Manual de identificação das principais madeiras comerciais brasileiras. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT). Companhia de Promoção de Pesquisa Científica e Tecnológica do Estado de São Paulo (PROMOCET), 1983.

RITTER, M. A. Timber bridges. Forest Products Laboratory - Forest Service, Madison, 1990.