UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CENTRO TECNOLÓGICO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTRUTURAS DE MADEIRA

Prof. Carlos Alberto Szücs
Prof. Rodrigo Figueiredo Terezo
Prof. Ângela do Valle
Prof Poliana Dias de Moraes

Florianópolis, agosto de 2005.

Carlos Alberto Szücs

Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em julho de 1976
Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenhara de São Carlos em julho de 1979
Doutor em Ciências da Madeira pela Faculté des Sciences de l'Université de Metz, França, em outubro de 1991

Rodrigo Figueiredo Terezo

Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Pará em fevereiro de 2001
Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em março de 2004
Doutorando em Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Catarina

Ângela do Valle

Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Pontificia Universidade Católica-RS
Mestre em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da USP
Doutor em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da USP em 1999.

Poliana Dias de Moraes

Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em janeiro de 1988
Mestre em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Santa Catarina em fevereiro de 1993
Doutor em Ciências da Madeira pela Université Henri Poincaré-Nancy I, França, em novembro de 2003

Agradecimentos

Agradecimentos especiais aos que colaboraram na realização deste trabalho:

Andréa M. Frazzon

Cherli M. Domighini

Graziele Giombelli

Joana G. Velloso

Ricardo Junckes

Ugo Mourão

SUMÁRIO

Agradecimentos 3
Sumário 4
Lista de figuras 8
Lista de tabelas 10

1. ESTRUTURA DA MADEIRA 11

1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES 11
1.2. FISIOLOGIA DA ÁRVORE 12
1.3. ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO 15
1.4. ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS DA MADEIRA 17

2. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA 21

2.1. TEOR DE UMIDADE 22
2.2. DENSIDADE 23
2.3. RETRATIBILIDADE 24
2.4. RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO 25
2.5. DURABILIDADE NATURAL 26
2.6. RESISTÊNCIA QUÍMICA 27

3. SECAGEM DA MADEIRA 28

3.1. DEFEITOS DEVIDO À SECAGEM 29

4. CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS ESPÉCIES 31

4.1. IDENTIFICAÇÃO BOTÂNICA 31
4.2. TIPOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA 31
4.2.1. Caracterização completa da resistência da madeira 35
4.2.2. Caracterização simplificada da resistência 35
4.2.3. Caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas 35
4.2.4. Caracterização mínima de rigidez das madeiras 36
4.2.5. Caracterização simplificada rigidez das madeiras 36
4.2.6. Caracterização por meio de ensaio de flexão 36
4.3. PROCEDIMENTOS PARA CARACTERIZAÇÃO 37
4.3.1. Ensaios 37
4.3.2. Valores representativos das propriedades do material 37
4.4. CLASSES DE RESISTÊNCIA 38
4.5. CLASSES DE UMIDADE 39
4.6. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO 39
4.7. EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CÁLCULO A PARTIR DA RESISTÊNCIA MÉDIA 41
4.8. RESISTÊNCIAS USUAIS DE CÁLCULO 42

5. MODELO DE SEGURANÇA DA NORMA BRASILEIRA 44

5.1. SEGURANÇA DE UMA ESTRUTURA 44
5.2. SITUAÇÕES DE PROJETO 47

6. AÇÕES ATUANTES E COMBINAÇÕES DE PROJETO 48

6.1. TIPOS DE AÇÕES 48
6.2. TIPOS DE CARREGAMENTOS 49
6.3. CLASSES DE DURAÇÃO DE CARREGAMENTOS 50
6.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES 50

6.4.1. Combinação para Estados Limites Últimos ... *51*
6.4.1.1. Combinações últimas normais ... 51
6.4.1.2. Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção ... 51
6.4.2. Combinação para Estados Limites de Utilização ... *52*
6.4.2.1. Combinação de longa duração ... 52
6.4.2.2. Combinação de média duração ... 52
6.4.2.3. Combinações de curta duração ... 53
6.4.2.4. Combinações de duração instantânea ... 53
6.5. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E FATORES DE COMBINAÇÃO ... 54
6.5.1. Coeficiente de ponderação para ações permanentes ... *55*
6.5.2. Coeficientes de ponderação para ações variáveis: ... *56*
6.5.3. Fatores de combinação em estados limites últimos (ψ_0) ... *56*
6.5.4. Fatores de combinação em estados limites utilização (ψ_1, ψ_2) ... *56*
6.6. EXEMPLO DE COMBINAÇÕES DE PROJETO ... 57
6.7. EXERCÍCIO PROPOSTO ... 60

7. CONSIDERAÇÕES BÁSICAS PARA PROJETO DE CONSTRUÇÕES EM MADEIRA ... 61

7.1. DURABILIDADE DA MADEIRA ... 61
7.2. EXECUÇÃO DAS ESTRUTURAS ... 61
7.3. DIMENSÕES MÍNIMAS ... 61
7.3.1. Seções transversais mínimas ... *62*
7.3.2. Espessura mínima das chapas ... *62*
7.3.3. Dimensões mínimas das arruelas ... *63*
7.3.4. Diâmetros mínimos de pinos e cavilhas ... *63*
7.4. PROJETO EXECUTIVO ... 63

8. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS FLETIDAS ... 66

8.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA MOMENTO FLETOR ... 66
8.1.1. Flexão simples reta ... *66*
8.1.2. Flexão simples oblíqua ... *67*
8.1.3. Estado limite último de instabilidade lateral ... *68*
8.2. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS ... 69
8.2.1. Estado limite último para esforço cortante na flexão simples reta ... *69*
8.2.2. Estado limite último para esforço cortante na flexão oblíqua ... *71*
8.3. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO ... 71
8.3.1. Estados limites de deformações ... *71*
8.3.1.1. Deformações limites para construções correntes ... 71
8.3.1.2. Deformações limites para construção com materiais frágeis não estruturais 71
8.3.1.3. Deformações limites para construções especiais. ... 72
8.4. ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES ... 72
8.5. EXEMPLO 1 ... 72
8.6. EXEMPLO 2 ... 74
8.7. EXEMPLO 3 ... 75
8.8. EXERCÍCIO DE FLEXÃO SIMPLES ... 76

9. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS ... 78

9.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS ... 78
9.1.1. Peças curtas: $\lambda \leq 40$ ... *78*

9.1.2. Peças semi-esbeltas: 40 < λ ≤ 80 ... *78*
9.1.3. Peças esbeltas: λ > 80 ... *80*
9.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO ... 81
9.3. EXEMPLO 4 ... 81
9.4. EXEMPLO 5 ... 83
9.5. EXEMPLO 6 ... 85
9.6. EXEMPLO 7 ... 87
9.7. EXEMPLO 8 ... 89
9.8. EXEMPLO 9 ... 92

10. DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS ... 96

10.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS ... 96
10.1.1. Determinação da área líquida em ligações com pinos ... *97*
10.1.2. Seção transversal reta: ... *97*
10.1.3. Seção transversal ziguezague ... *98*
10.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO ... 98
10.3. EXEMPLO 8: SITUAÇÃO DURADOURA DE PROJETO. ... 98
10.4. EXEMPLO 9 ... 100

11. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES ... 101

11.1. CRITERIO DE DIMENSIONAMENTO ... 103
11.2. RESISTÊNCIA DE EMBUTIMENTO DA MADEIRA ... 104
11.3. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS PINOS ... 104
11.3.1. Embutimento da madeira ... *105*
11.3.2. Flexão do pino ... *105*
11.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS ... 106
11.5. ESPAÇAMENTO ENTRE PINOS ... 107
11.6. DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES ... 107
11.7. LIGAÇÕES POR ENTALHE ... 109
11.7.1. Exercício ... *111*
11.8. EXEMPLO 10 ... 111
11.9. EXERCÍCIO 11 ... 114

12. PEÇAS COMPOSTAS ... 116

12.1. PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO T, I OU CAIXÃO LIGADAS POR PREGOS ... 116
12.2. PEÇAS COMPOSTAS COM ALMA EM TRELIÇA OU DE CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA ... 117
12.3. PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO RETANGULAR LIGADAS POR CONECTORES METÁLICOS 117
12.4. ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS ... 117
12.4.1. Peças solidarizadas continuamente ... *118*
12.4.2. Peças solidarizadas descontinuamente ... *118*
12.5. EXEMPLO 10 ... 120

13. MADEIRA LAMINADA-COLADA ... 122

13.1. DEFINIÇÃO DE MADEIRA LAMINADA-COLADA ... 122
13.2. HISTÓRICO ... 122
13.3. COMPOSIÇÃO DA MADEIRA LAMINADA-COLADA ... 123
13.4. OPÇÃO PELA TÉCNICA DA MADEIRA LAMINADA-COLADA ... 124
13.5. VANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM MADEIRA LAMINADA-COLADA ... 125
13.6. ESCOLHA E COLAGEM DA MADEIRA ... 126

13.7. ESCOLHA DA COLA 126
13.8. PROCESSO DE FABRICAÇÃO 127
13.9. CUIDADOS QUE DEVEM SER OBSERVADOS NA FABRICAÇÃO 128
13.10. POSSIBILIDADES DE UTILIZAÇÃO DA MADEIRA LAMINADA-COLADA 135
13.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS 137

14. BIBLIOGRAFIA 139

Anexo A 142
Anexo B 145

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Gimnosperma, Araucária. REPRODUÇÃO..., 2003. 11
Figura 2: Angiosperma, Jatobá. ÁRVORES..., 2003. 12
Figura 3: Seção transversal do tronco de uma árvore (LEPAGE, 1986) 13
Figura 4: Nutrição da árvore. (RODRIGUES *apud* HELLMEISTER, 1983). 14
Figura 5: Planos fundamentais da madeira: (P_1) Plano transversal, (P_2) Plano tangencial, (P_3) Plano radial. (LEPAGE, 1986). 16
Figura 6: Estrutura das madeiras: (a) Coníferas, 1- canal resinífero, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel de crescimento, 5- raio medular e (b) Dicotiledôneas, 1- poros, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel anual, 5- raio medular, 6- seção transversal, 7- seção radial, 8-seção tangencial. (LEPAGE, 1986). 16
Figura 7: Formação de madeira de reação. (WILCOX *et al*.,1991). 18
Figura 8: Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta. (WILCOX *et al.*,1991). 18
Figura 9: Aparência de um nó em formação dentro de um tronco. (WILCOX *et al*.,1991). 18
Figura 10: Características de retração e distorção de peças de madeiras afetadas conforme posicionamento dos anéis de crescimento. (WILCOX *et al*.,1991). 20
Figura 11: Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras. (WILCOX *et al*., 1991) 22
Figura 12: Umidade na madeira (CALIL *apud* RITTER, 1990). 22
Figura 13: Retração na madeira. 24
Figura 14: Madeira carbonizada (CALIL *et al*., 2000.). 25
Figura 15 : Estrutura após um incêndio (WILCOX *et al*., 1991) 26
Figura 16: Gráfico resistência da madeira x teor de umidade (ALMEIDA, 1998). 28
Figura 17: Curvas de equilíbrio higrotérmico da madeira (CRUZ, MACHADO e NUNES, 1994) 29
Figura 18: Principais tipos de defeitos em peças de madeira após secagem (Junta Del Acuerdo de Cartagena, 1980) 28
Figura 19: Peças sujeitas a esforços de compressão (RITTER, 1990) 32
Figura 20: Peças sujeitas a esforços de tração (RITTER,1990). 33
Figura 21: Cisalhamento na madeira (RITTER,1990). 33
Figura 22: Flexão na madeira (RITTER, 1990) 34
Figura 23: Organograma de ações e carregamentos 50
Figura 24: Geometria e identificação dos nós da treliça 59
Figura 25: Viga submetida a carregamentos permanentes e variáveis 60
Figura 26 : Dimensões transversais mínimas de peças isoladas 62
Figura 27 : Dimensões transversais mínimas de peças múltiplas 62
Figura 28 : Tipos de arruelas 63
Figura 29 : Desenho de conjunto com os detalhes de contraventamento vertical (NBR7190:1997). 64
Figura 30 : Detalhes dos nós de ligação de uma tesoura (NBR7190:1997). 65
Figura 31 : Esquema geral da treliça e detalhes das emendas dos banzos superior e inferior (NBR7190:1997). 65
Figura 32: Tensões atuantes em peça seção T. 67
Figura 33: Variação de seção devido a entalhe (NBR 7190:1997). 70
Figura 34: Variação de seção duplo T devido a entalhe (NBR 7190:1997). 70
Figura 35: Viga bi-apoiada 73
Figura 36: Peça comprimida 80

Figura 37 : Pilar de peroba rosa 88
Figura 38: Pilar de peroba rosa 90
Figura 39 : Pilar de peroba rosa 92
Figura 40: Secção transversal de uma barra tracionada 97
Figura 41: Esquema da ligação 99
Figura 42: Detalhe do nó da ligação..... 100
Figura 43: Formas de transmissão de esforços nas ligações de estruturas de madeira (LE GOVIC, 1995)..... 101
Figura 44: Exemplos de ligações entre vigas e pilares classificadas segundo o tipo de transmissão de esforços (LE GOVIC, 1995)..... 102
Figura 45: Comportamento de ligações por justaposição solicitadas à compressão (LE GOVIC, 1995)..... 103
Figura 46: Pinos em corte simples (NBR7190:1997). 105
Figura 47: Espaçamentos em ligações com pinos (NBR7190:1997). 107
Figura 48 : Ligações com pregos (NBR7190:1997) 108
Figura 49 : Ligação com parafuso « tirafond » e de rosca soberba (NBR7190:1997)..... 108
Figura 50 : Ligação com parafuso prisioneiro (NBR7190:1997) 108
Figura 51 : Ligação com parafuso passante (NBR7190:1997) 108
Figura 52 : Ligações com anéis (NBR7190:1997)..... 108
Figura 53 : Ligações com chapas de dentes estampados (NBR7190:1997) 109
Figura 54 : Ligação de uma tesoura 111
Figura 55: Tesoura de cobertura..... 112
Figura 56: Ligação entre o montante e o banzo inferior de uma tesoura 114
Figura 57: Peças solidarizadas descontinuamente (NBR7190:1997)..... 119
Figura 58: Seções compostas por dois ou três elementos iguais (NBR7190:1997) 119
Figura 59: Esquema do processo de fabricação de elementos de MLC. 128
Figura 60: Evolução ocorrida nas emendas longitudinais entre as tábuas. 131
Figura 61: Ferramenta utilizada para a usinagem dos entalhes múltiplos..... 133
Figura 62: Pressão de colagem em função do comprimento dos entalhes. 133
Figura 63: Pavilhão de exposições de Avignon, França – 112 m de diâmetro. 138

Lista de tabelas

Tabela 1 : Composição orgânica das madeiras (HELLMEISTER, 1983) 15
Tabela 2: Classes de resistência coníferas. 38
Tabela 3: Classes de resistência dicotiledôneas. 38
Tabela 4: Classes de umidade 39
Tabela 5: Valores de K_{mod1} 40
Tabela 6: Valores de K_{mod2} 40
Tabela 7: Valores de K_{mod3} 40
Tabela 8 : Classes de duração de carregamentos 50
Tabela 9 : situações de projeto 54
Tabela 10: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade 55
Tabela 11: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade 55
Tabela 12: Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (incluem os efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais) 56
Tabela 13: Coeficientes de ponderação para ações variáveis. 56
Tabela 14: Fatores de combinação 57
Tabela 15: Esforços Solicitantes nas barras da treliça 59
Tabela 16: Coeficiente de correlação β_M 69
Tabela 17: Coeficientes de fluência Φ 81
Tabela 18: Valores do coeficiente α_e 104
Tabela 19: Valores de α_n 110
Tabela 20: Escolha da cola em função do tipo de uso previsto para a estrutura 127
Tabela 21: Características geométricas dos entalhes múltiplos 132
Tabela 22: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para u = 12%) 143
Tabela 23: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para u = 12%) 144

1. ESTRUTURA DA MADEIRA

1.1. CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES

Pela Botânica as árvores são classificadas como vegetais superiores, denominados de fanerógamas, que apresentam complexidade anatômica e fisiológica. Elas são subdivididas em gimnospermas e angiospermas.

O termo gimnospermo vem do grego *gymno*, 'nu', 'descoberto', e *sperma*, 'semente'. As árvores gimnospermas não apresentam frutos.

A principal ordem das gimnospermas são as coníferas, cujas flores são 'cones' ou 'estróbilos'. A maioria possui folhagem em forma de agulha, denominadas como aciculifoliadas e raízes pivotantes. Essas árvores apresentam madeira mole e são designadas internacionalmente por *softwoods.* Aparecem principalmente no hemisfério norte, constituindo grandes florestas plantadas e fornecem madeiras empregadas na indústria e na construção civil. Na América do Sul destacam–se o pinus e a araucária. A gimnosperma tipicamente brasileira é o pinheiro-do-Paraná (*Araucaria angustifolia*).



Figura 1: Gimnosperma, Araucária. REPRODUÇÃO..., 2003.

O termo angiosperma também vem do grego: *aggeoin* significando 'vaso' ou '*urna*' e *sperm*, 'semente'. São vegetais mais evoluídos. Possuem raiz (tuberosa na maioria), caule, folhas (latifoleadas), flores e frutos. Os frutos protegem as sementes e fornecem substâncias nutritivas que enriquecem o solo onde as sementes germinarão.

De acordo com o número de cotilédones existentes nas sementes, as angiospermas são divididas em duas grandes classes: as monocotiledôneas e as dicotiledôneas. O cotilédone é a folha seminal ou embrionária, a primeira que surge quando da germinação da semente, e cuja função é nutrir a planta quando jovem nas primeiras fases de seu crescimento.



Figura 2: Angiosperma, Jatobá. ÁRVORES..., 2003.

Na classe das monocotiledôneas encontram-se as palmas e gramíneas. As palmas são madeiras que não são duráveis, mas podem ser empregadas em estruturas temporárias como escoramentos e cimbramentos. Nas gramíneas destaca-se o bambu, que tendo boa resistência mecânica e pequeno peso específico, tem aplicação como material estrutural.

As dicotiledôneas são designadas como madeira dura e internacionalmente denominada de *hardwoods*. Nesta categoria encontram-se as principais espécies utilizadas na construção civil no Brasil.

1.2. FISIOLOGIA DA ÁRVORE

Fisiologia é a parte da biologia que investiga as funções orgânicas, processos ou atividades vitais como o crescimento, a nutrição, a respiração, etc. Nesta seção são apresentadas as principais informações sobre os processos vitais das árvores.

A árvore cresce inicialmente no sentido vertical. Em cada ano há um novo crescimento vertical e a formação de camadas sucessivas vai se sobrepondo ao redor das camadas mais antigas. Num corte transversal do tronco, essas camadas aparecem como anéis de crescimento, porque as características das células do fim de cada aumento e do início do próximo são suficientes para diferenciar as camadas anuais de crescimento.

Cada anel de crescimento é formado por duas camadas. A madeira formada no período de primavera-verão tem coloração mais clara, com células dotadas de paredes mais finas. Nessa fase, dá-se o crescimento rápido da madeira. A madeira formada no período de outono-inverno tem coloração escura, células pequenas e crescimento lento. É possível avaliar a idade da árvore contando os anéis de crescimento.

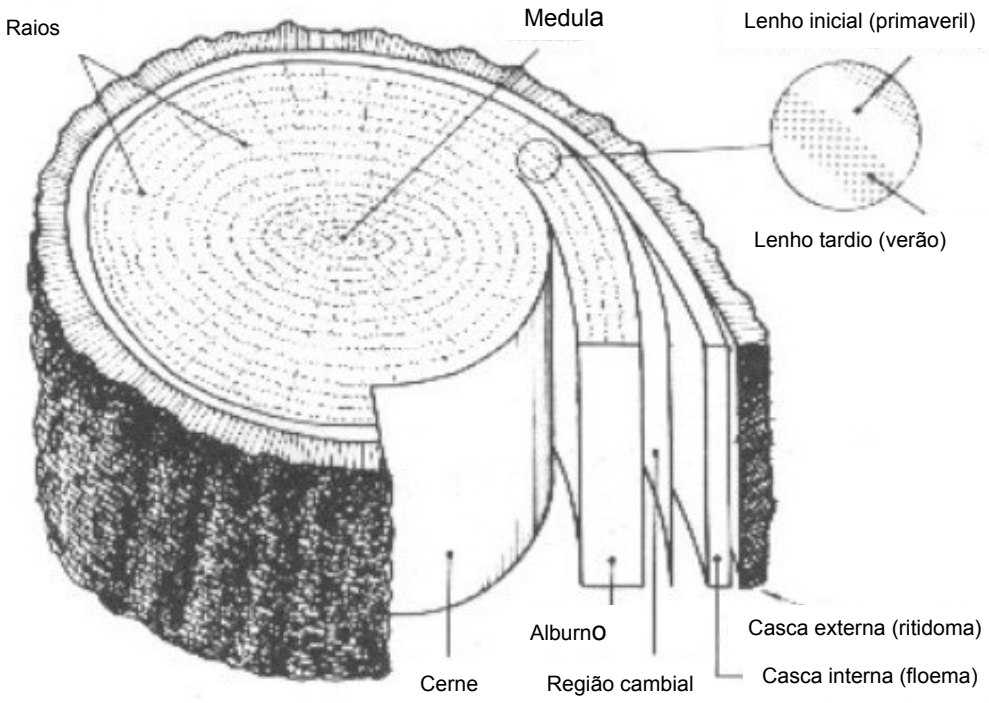


Figura 3: Seção transversal do tronco de uma árvore (LEPAGE, 1986)

Observando uma seção transversal (Figura 3) do tronco percebem-se as seguintes partes: casca, lenho, medula, e raios medulares.

A casca protege a árvore contra agentes externos e é dividida em duas partes: camada externa (camada cortical), composta de células mortas e camadas internas, formadas por tecidos vivos moles úmidos.

O lenho é a parte resistente do tronco, apresenta as seguintes partes: alburno e cerne. O alburno é formado de madeira jovem, mais permeável, menos denso, e mais sujeito ao ataque de fungos apodrecedores e insetos e com menor resistência mecânica, enquanto que o cerne é formado das modificações do alburno, onde ocorre a madeira mais densa mais resistente que a do alburno.
A medula é parte central que resulta do crescimento vertical, onde ocorre madeira de menor resistência.
Os raios medulares ligam as diferentes camadas entre si e também transportam e armazenam a seiva.

Entre a casca e o lenho existe uma camada delgada, visível com o auxílio de lentes, aparentemente fluida, denominada *câmbio.* Ela é a parte viva da árvore. Todo o aumento de diâmetro da árvore vem dela, por adição de novas camadas e não do desenvolvimento das mais antigas.

O processo de nutrição da árvore está esquematizado na Figura 4.

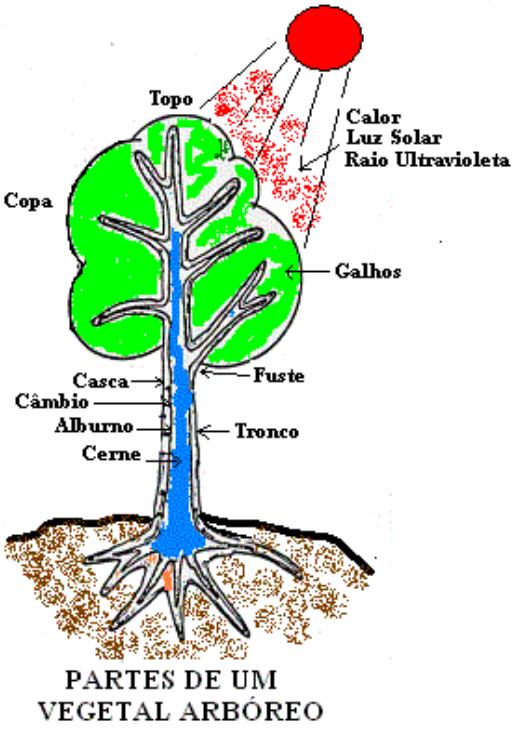


Figura 4: Nutrição da árvore. (RODRIGUES *apud* HELLMEISTER, 1983).

A seiva bruta retirada do solo sobe pelo alburno até as folhas, onde se processa a fotossíntese. Durante a fotossíntese é produzida 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.

A madeira apresenta o radical monossacarídeo CH_2O como seu componente orgânico elementar, formado a partir da fotossíntese que ocorre nas folhas pela combinação do gás carbônico do ar com a água do solo e absorção de energia calorífica:

$$CO_2 + 2H_2O + 112{,}3\ Cal \Rightarrow CH_2O + H_2O + O_2$$

Na seqüência, ocorrem reações que originam os açúcares que formam a maioria das substâncias orgânicas vegetais. A madeira apresenta três componentes orgânicos principais que são: celulose, hemicelulose e lignina. O teor de cada um desses elementos na madeira varia de acordo com a espécie da árvore (Tabela 1).

Tabela 1 : Composição orgânica das madeiras (HELLMEISTER, 1983)

substância	coníferas	dicotiledôneas
celulose	48% a 56%	46% a 48%
hemicelulose	23% a 26%	19% a 28%
Lignina	26% a 30%	26% a 35%

A celulose é um polímero constituído por várias centenas de glucoses. É encontrada nas paredes das fibras, vasos e traqueídes. Já a lignina age na madeira como um cimento ligando as cadeias de celulose dando rigidez e dureza ao material.

As substâncias não utilizadas como alimento pelas células são lentamente armazenadas no lenho. A parte do lenho modificada por essas substâncias é o cerne.

1.3. ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO

A madeira é constituída principalmente por células de forma alongada apresentando vazio interno, tendo tamanhos e formas variadas de acordo com a função. São encontrados nas madeiras os seguintes elementos: traqueídeos, vasos, fibras e raios medulares (BRUGER e RICHTER, 1991).

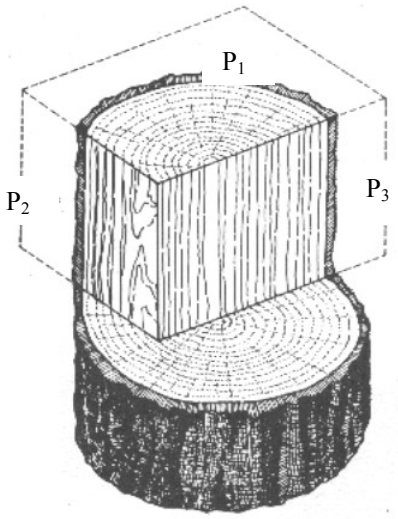
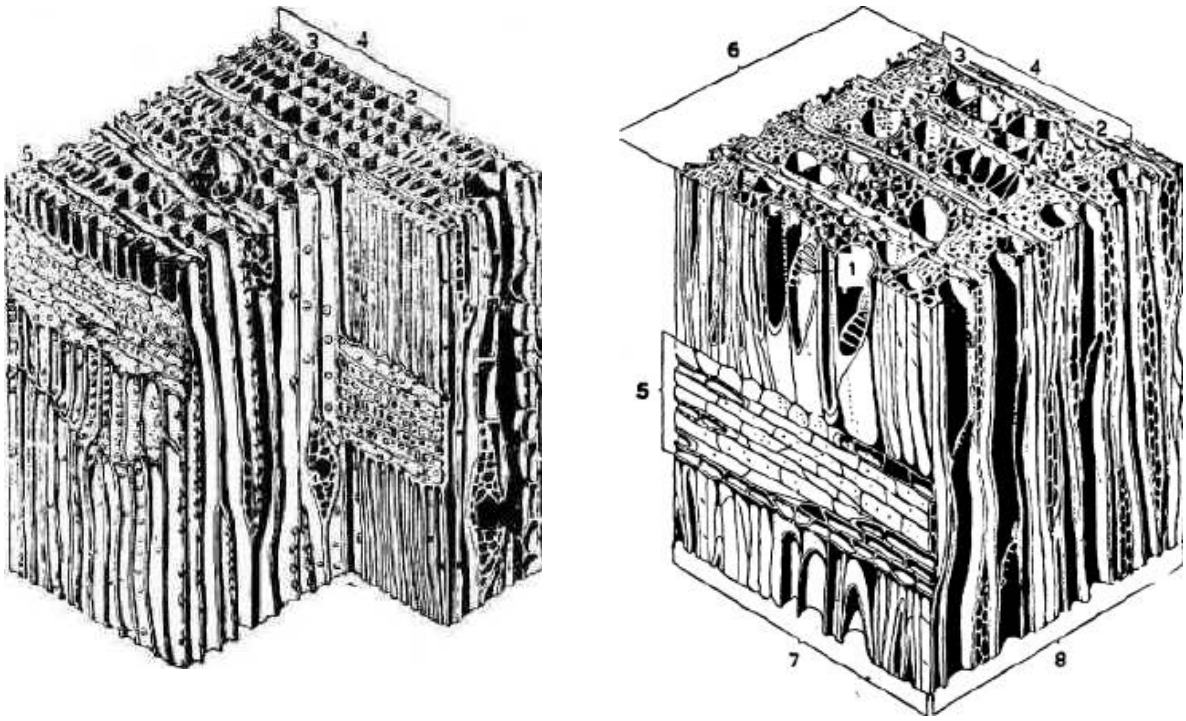


Figura 5: Planos fundamentais da madeira: (P_1) Plano transversal, (P_2) Plano tangencial, (P_3) Plano radial. (LEPAGE, 1986).

As coníferas são constituídas principalmente por traqueídeos e raios medulares (Figura 6a), já as dicotiledôneas são constituídas principalmente por fibras, parênquima, vasos e raios (Figura 6b).



(a) (b)

Figura 6: Estrutura das madeiras: (a) Coníferas, 1- canal resinífero, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel de crescimento, 5- raio medular e (b) Dicotiledôneas, 1- poros, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel anual, 5- raio medular, 6- seção transversal, 7- seção radial, 8-seção tangencial. (LEPAGE, 1986).

Os traqueídeos são células alongadas, fechadas e pontiagudas e têm comprimento de 3 a 4 mm e diâmetro de 45 µ. Entre traqueídeos adjacentes formam-se válvulas especiais que regulam a passagem da seiva de uma célula para a seguinte. Essas válvulas são denominadas como pontuações areoladas.

Os vasos aparecem nos cortes transversais como poros na fase inicial de vida são formados de células alongadas fechadas, na fase final ocorre a dissolução das paredes. Podem ser simples ou múltiplos e ter diâmetros de 20 µ até 500 µ.

As fibras são formas de células com paredes grossas e pequenos vazios internos conhecidos como lúmen. O comprimento das fibras pode variar de 500 µ a 1500 µ.

Os raios medulares são compostos de células de mesmo diâmetro ou de paralelepipedais, que contém pontuações simples. Tem função de armazenagem e distribuição de substâncias nutritivas.

1.4. ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS DA MADEIRA

Quando se trata da madeira, é pouco provável a obtenção da matéria-prima isenta de defeitos, que por fim possa ser aproveitada em sua totalidade. Por ser um material biológico, este guarda consigo uma carga genética que determina suas características físicas e mecânicas e, como muitos seres vivos, possui particularidades que são acentuadas ou abrandadas conforme as condições ambientais. A Figura 7 ilustra um caso comum em florestas onde há a formação da madeira de reação quando uma árvore, em busca da irradiação solar, é suprimida por outras, crescendo de maneira excêntrica. Este fenômeno ocorre devido à reorientação do tecido lenhoso para manter a árvore em posição favorável a sua sobrevivência. Em uma parte do tronco é formada uma madeira mais resistente a esforços de compressão e a outra, a esforços de tração, como ilustra a Figura 8. Assim, pode-se obter na mesma tora, pranchas com propriedades bem distintas, aumentando as chances de problemas futuros de secagem ou mesmo na sua utilização pela construção civil.

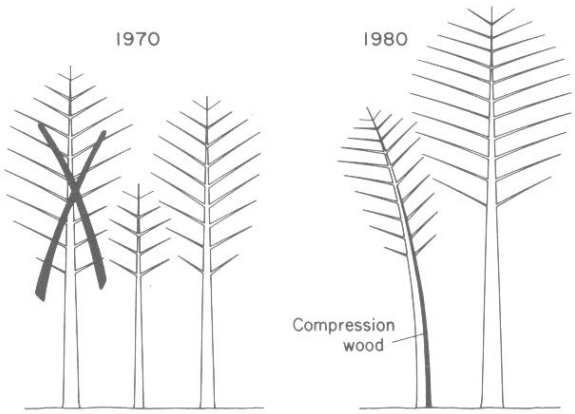


Figura 7: Formação de madeira de reação. (WILCOX *et al*.,1991).

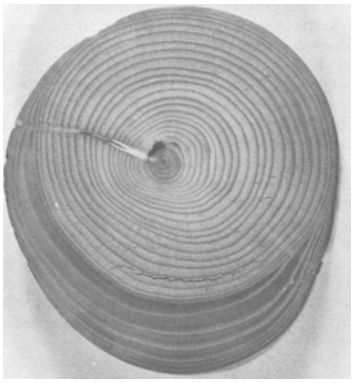
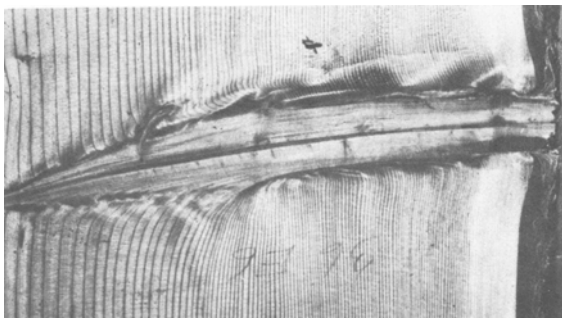


Figura 8: Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta. (WILCOX *et al.*,1991).

Um dos defeitos constantes em muitas espécies de madeira é a presença de nós (Figura 9). É imprescindível um controle sistemático da poda para a redução desse problema. O corte de galhos durante o crescimento da árvore diminui o surgimento de nós, sendo estes, gradualmente incorporados da superfície ao centro do tronco. A sua existência dificulta o processo de desdobro, aplainamento, colagem e acabamento, propiciando assim o surgimento de problemas patológicos, como por exemplo, fissuras em elementos estruturais de madeira.



Nó de pinho (vista frontal)



Nó de carvalho (vista lateral)

Figura 9: Aparência de um nó em formação dentro de um tronco. (WILCOX *et al*.,1991).

Um manejo bem planejado e executado produz madeira com um grau satisfatório de homogeneidade de suas propriedades, tornando menores as chances de defeitos em etapas futuras do seu beneficiamento e utilização. Não obstante, fraturas, fendas, machucaduras e cantos quebrados podem igualmente ocorrer por ocasião do desdobro. MENDONÇA, SANTIAGO e LEAL (1996) definem desdobro como a etapa que consiste na transformação das toras em peças de madeira com dimensões previamente definidas, normalmente conhecidas como pranchões sendo executado normalmente em serrarias com o auxílio de serras-fita. Esta fase, como as demais, merece cuidados, principalmente com as ferramentas que devem sempre estar afiadas.

A correta identificação botânica de árvores retiradas de florestas nativas é também importante, pois permite o conhecimento das características biofísicas da madeira associadas à sua espécie. Este conhecimento é fundamental para a especificação técnica deste material na construção. No Brasil, devido à grande diversidade de espécies florestais e a similaridade entre muitas destas, é comum acontecer a utilização de outra madeira do que aquela especificada no projeto. Este fato pode acarretar uma deficiência no desempenho da construção, já que a madeira empregada não correspondente à especificação em projeto.

As deficiências ocasionadas por variações dimensionais significativas na madeira são relativamente freqüentes na construção civil, assumindo com maior gravidade em caixilharias.

Sendo um material higroscópico, a madeira tem capacidade de reagir às condições termo-higrométricas ambientais, procurando sempre manter um teor de equilíbrio.

Dado que o ambiente é geralmente variável, em maior ou menor grau dependendo da situação de aplicação, pode ocorrer alterações graves nas dimensões e deformações dos elementos (Figura 10). A deficiente especificação do material, concepção e fabrico elevam as chances do aparecimento de fendas.

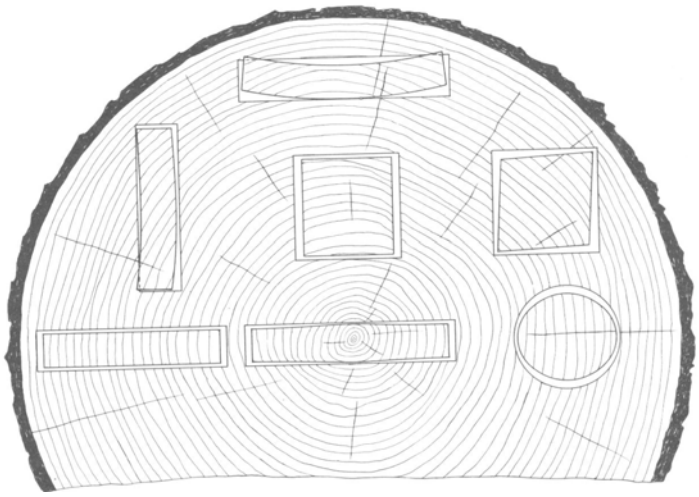


Figura 10: Características de retração e distorção de peças de madeiras afetadas conforme posicionamento dos anéis de crescimento. (WILCOX *et al*.,1991).

Para CRUZ, MACHADO e NUNES (1994) estas condições conduzem a alteração do teor de umidade das madeiras. Na hipótese dos materiais obterem um teor de água muito superior ao previsto para seu funcionamento em obra e, se a secagem da madeira empregada não se processar rapidamente, além das conseqüentes variações dimensionais, podem conduzir a degradação da madeira por agentes biológicos, levando, por exemplo, ao desenvolvimento de bolores ou fungos manchadores e/ou apodrecedores, depreciando o material.

2. 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:

- espécie da árvore;
- 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 normal 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 (Figura 11)

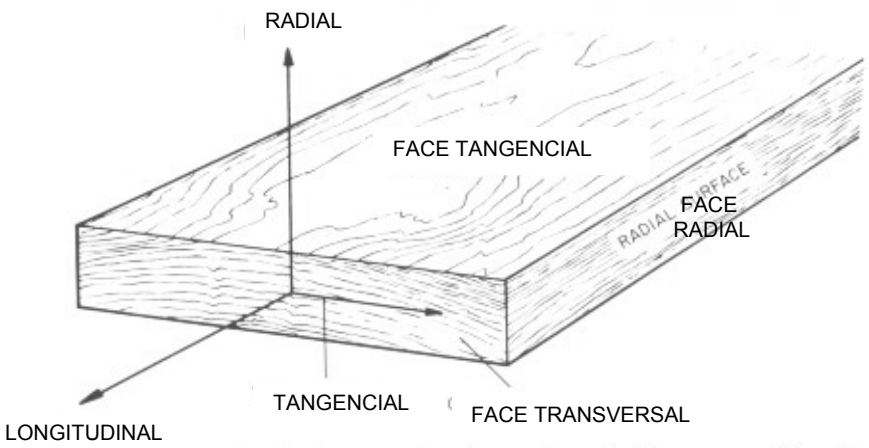


Figura 11: Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras. (WILCOX *et al*., 1991).

2.1. TEOR DE UMIDADE

A umidade da madeira é determinada pela expressão

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100\,, \tag{2.1}$$

onde m_1 é a massa úmida, m_2 é a massa seca e w é a 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.

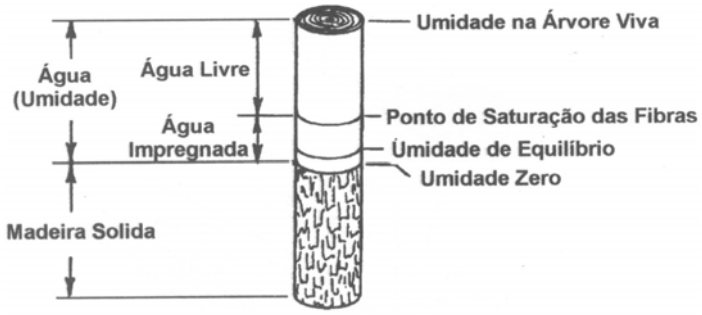


Figura 12: Umidade na madeira (CALIL *apud* RITTER, 1990).

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 em função da 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 (PSF). 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.

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

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

2.2. DENSIDADE

A norma brasileira apresenta duas definições de densidade a serem utilizadas em estruturas de madeira: a densidade básica e a densidade aparente. A densidade básica da madeira é 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.

$$\rho = \frac{m_s}{V_{sat}}, \tag{2.2}$$

A densidade aparente é determinada para uma umidade padrão de referência de 12%, pode ser utilizada para classificação da madeira e nos cálculos de estruturas.

$$\rho = \frac{m}{V}, \tag{2.2}$$

sendo m e V a massa e o volume da madeira à 12% de umidade.

2.3. RETRATIBILIDADE

Define-se retratibilidade como sendo a redução das dimensões em uma peça da madeira pela saída de 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 dede 0,5% de variação dimensional.

Apresenta-se a seguir um gráfico qualitativo para ilustrar a retração nas peças de madeira (Figura 13).

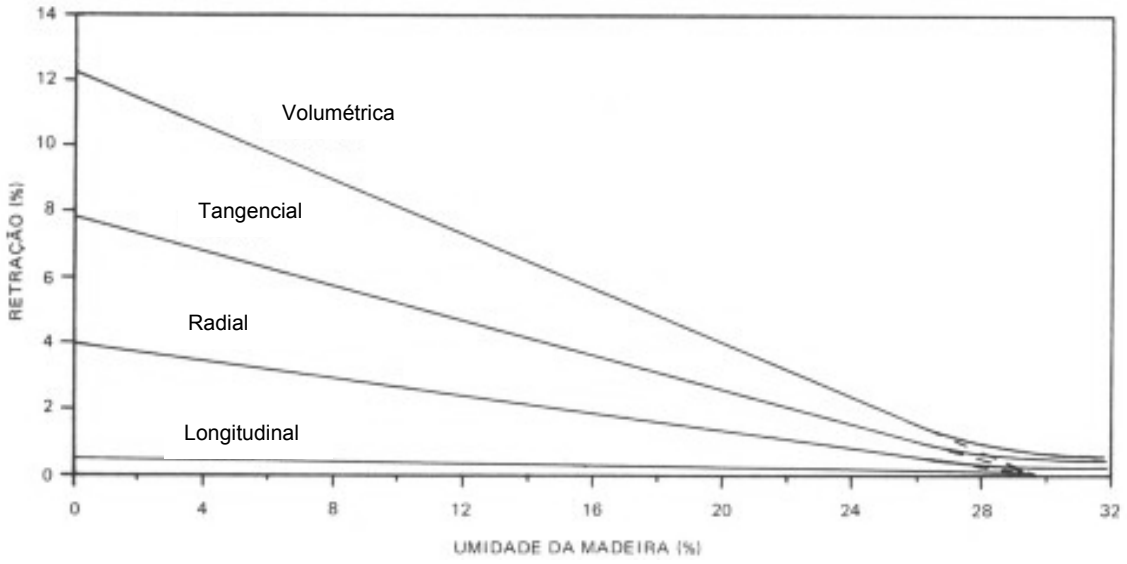


Figura 13: Retração na madeira.

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

2.4. 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 da 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.

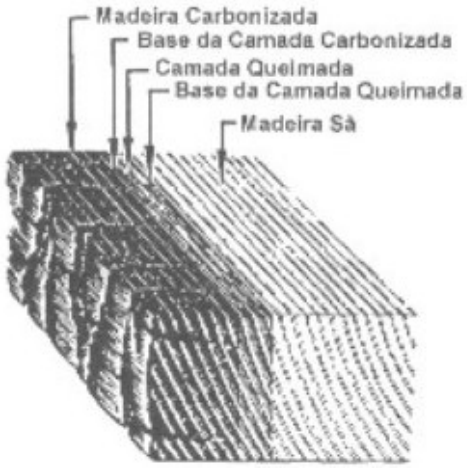


Figura 14: Madeira carbonizada (CALIL *et al*., 2000.).

Ao contrário, por exemplo, de uma estrutura metálica que é de reação não inflamável, mas que perde a sua resistência mecânica rapidamente (cerca de 10 minutos) quando em presença de temperaturas elevadas, ou seja, acima de 500°C.

Isto tem levado o corpo de bombeiros de muitos países a preferirem as construções com estruturas de madeira, devido o seu comportamento perfeitamente previsível quando da ação de um incêndio, ou seja, algumas normas prevêem uma propagação do fogo, em madeiras do tipo coníferas, da ordem de 0,7 mm/min.

É, portanto com base nas normas de comportamento da madeira ao fogo, já existentes em alguns países, que se pode prever, levando em consideração um maior ou menor risco de incêndio e a finalidade de ocupação da construção, uma espessura a mais nas dimensões da seção transversal da peça de madeira. Com isso, sabe-se que mesmo que a madeira venha a ser queimada em 2 cm, por exemplo, o núcleo restante é suficiente para continuar resistindo mecanicamente o tempo que se quiser estimar. Isto faz com que a madeira tenha comportamento perfeitamente previsível. As coníferas, por exemplo, queimam até 2 cm em 30 minutos e 3,5 cm em 60 minutos.

A Figura 15 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.

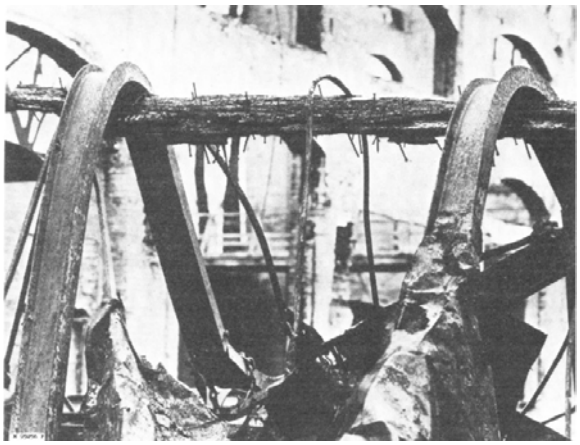


Figura 15 : Estrutura após um incêndio (WILCOX *et al*., 1991)

2.5. DURABILIDADE NATURAL

A durabilidade da madeira, com relação a 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.

2.6. RESISTÊNCIA QUÍMICA

A madeira, em linhas gerais, apresenta boa resistência a ataques químicos. Em muitas indústrias, ela 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.

3. SECAGEM DA MADEIRA

Em face da constituição anatômica das árvores que retém grande quantidade de líquidos, a madeira extraída deve passar por processos de secagem antes de ser utilizada.

O início da secagem começa com a evaporação da água localizada no lúmen das células (vasos, traqueídeos, fibras, etc.), denominada de água livre ou água de capilaridade. A madeira perde de forma rápida a água de capilaridade sem sofrer contrações volumétricas significativas ou alterações nas suas propriedades resistentes.

Após a perda de água de capilaridade, permanece na madeira a água contida nas paredes celulares, denominada de água de adesão. O teor de umidade relativo a este estágio é denominado de ponto de saturação das fibras (PSF), estando este valor em torno de 20% do peso seco. Alterações na umidade abaixo do PSF acarretam o aumento das propriedades resistentes da madeira e contrações volumétricas (Figura 16).

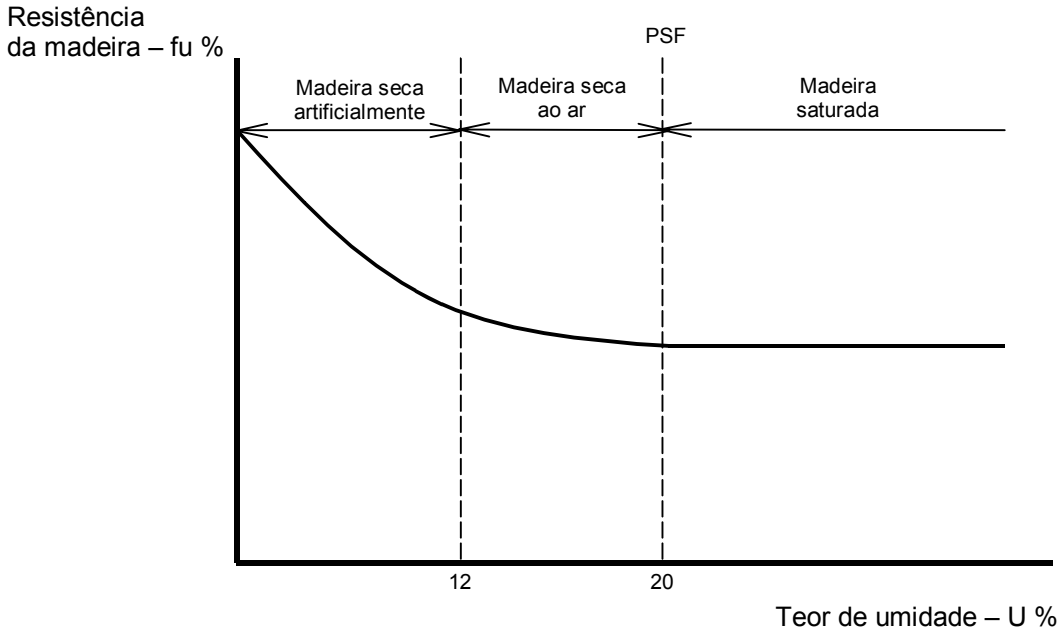


Figura 16: Gráfico resistência da madeira x teor de umidade (ALMEIDA, 1998).

Ao final do processo de secagem há um equilíbrio dinâmico entre a umidade relativa do ar, em que a madeira se encontra exposta, e a umidade da madeira, denominado de umidade de equilíbrio (UE). A umidade de equilíbrio é, então, função

da umidade do ar e da temperatura ambiente, portanto, podendo ser especificada para cada região onde será empregada (Figura 17).

Alterações no teor de umidade abaixo do ponto de saturação acarretam variações dimensionais na madeira, bem como nas propriedades de resistência. Por isso, para a utilização da madeira em estruturas é necessário o conhecimento prévio da umidade relativa do ar e temperatura ambiente, onde a estrutura será implantada.

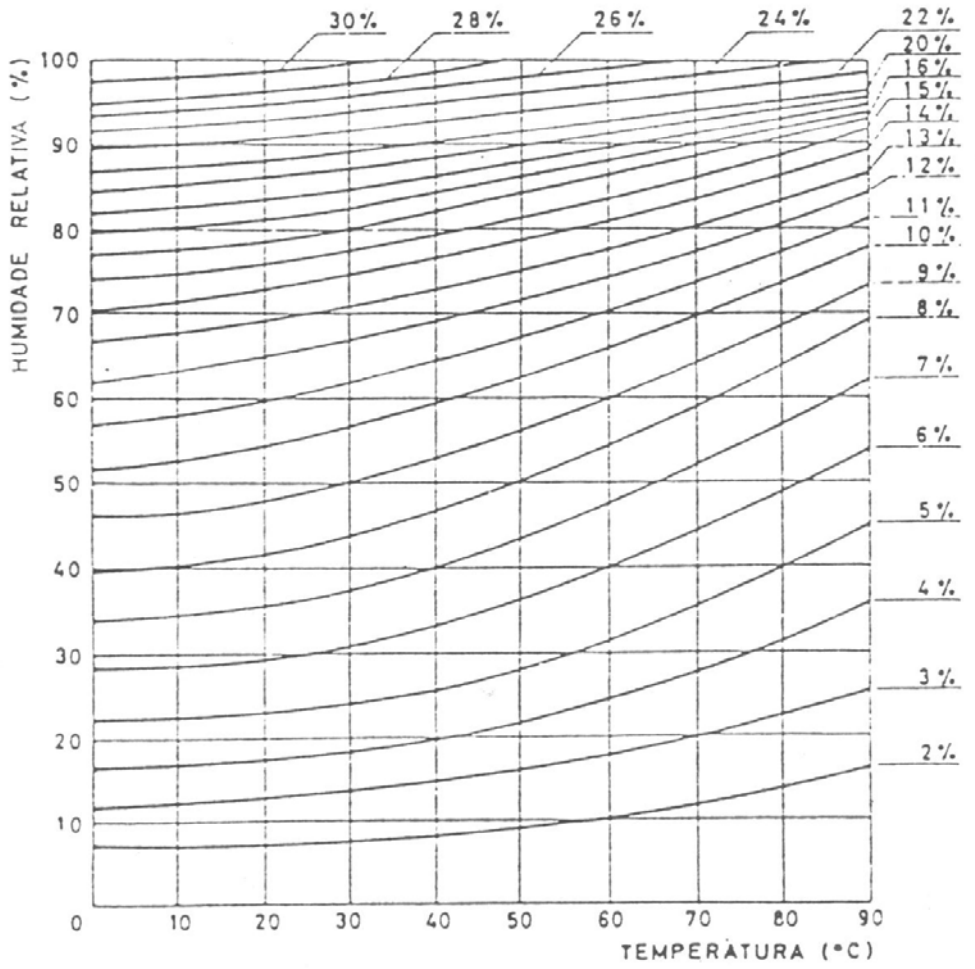


Figura 17: Curvas de equilíbrio higrotérmico da madeira (CRUZ, MACHADO e NUNES, 1994).

3.1. DEFEITOS DEVIDO À SECAGEM

Os defeitos mais comuns que se estabelecem durante a secagem são: (1) fendas e rachaduras, geralmente devido a uma secagem rápida nas primeiras horas; (2) colapso, que se origina nas primeiras etapas da secagem e muitas vezes acompanhado de fissuras internas; (3) abaulamento, que se deve a tensões internas as quais apresenta a árvore combinada a uma secagem irregular. No caso 3, a

deformação é causada pela contração diferenciada nas três direções do corte da madeira, originando defeitos do tipo arqueamento, encanoamento, encurvamento e torcedura, como ilustra a Figura 18.

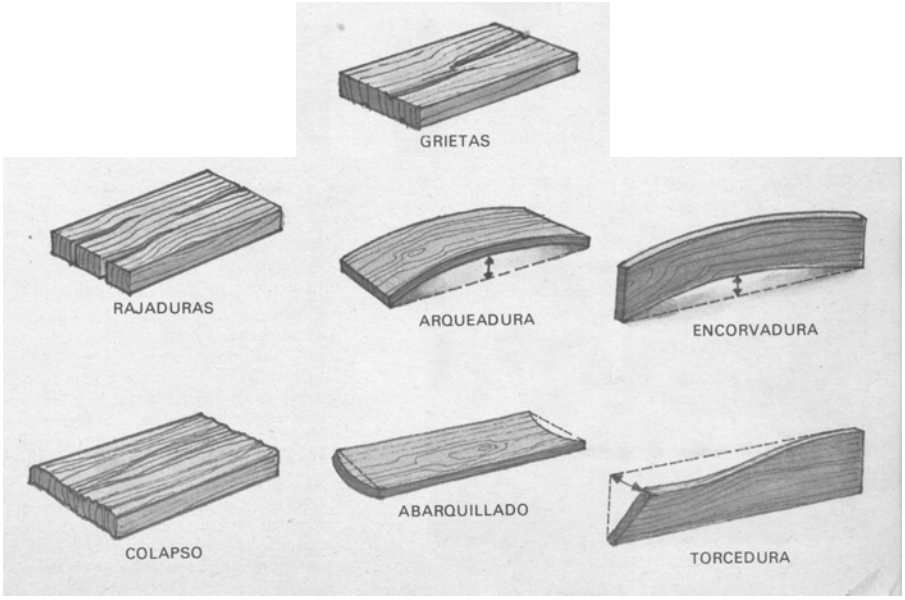


Figura 18: Principais tipos de defeitos em peças de madeira após secagem (Junta Del Acuerdo de Cartagena, 1980).

4. CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS ESPÉCIES

4.1. IDENTIFICAÇÃO BOTÂNICA

O método mais comumente empregado para a identificação tanto macro como microscópica de madeiras é o de chaves de identificação, as quais podem levar a determinação da madeira ao nível de família, gênero ou até espécie.

As chaves são apresentadas em forma de fluxograma com as características anatômicas de diversas madeiras. Esta identificação deve ser sempre confirmada pela comparação com amostras de xiloteca e/ou laminário de identidade.

A propriedade físico-mecânica da madeira e sua aptidão para o uso comercial estão relacionadas com a estrutura anatômica do material. Estas características, também são influenciadas pelas condições ecológicas do local onde o vegetal cresce. Portanto, através da identificação da estrutura anatômica da madeira pode-se obter algumas informações sobre suas propriedades tecnológicas e de utilização. Vale ressaltar que este assunto em questão é muito amplo e complexo, e necessita de um aprofundamento bem mais especializado.

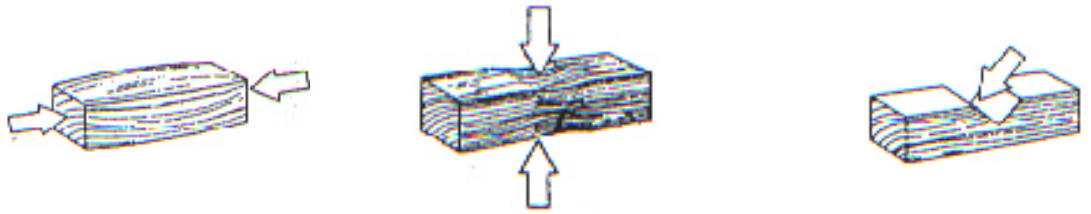
4.2. TIPOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A madeira pode sofrer solicitações de compressão, tração, cisalhamento e flexão. Ela tem resistências com valores diferentes conforme variar a direção da solicitação em relação às fibras e também em função do tipo de solicitação. Isso significa que, mesmo mantida uma direção da solicitação segundo às fibras, a resistência à tração é diferente da resistência à compressão.

A compressão na madeira pode ocorrer segundo três orientações: paralela, normal e inclinada em relação às fibras. Quando a peça é solicitada por compressão paralela às fibras, as forças agem paralelamente ao comprimento das células. As células reagindo em conjunto conferem uma grande resistência da madeira à compressão. No caso de solicitação normal ou perpendicular às fibras, a madeira apresenta resistências menores que na compressão paralela, pois a força é aplicada na direção normal ao comprimento das células, direção na qual possuem baixa

resistência. Os valores de resistência à compressão normal às fibras são da ordem de ¼ dos valores de resistência à compressão paralela.

A compressão paralela tem a tendência de encurtar as células da madeira ao longo do seu eixo longitudinal (Figura 19a). A compressão normal comprime as células da madeira perpendicularmente ao eixo longitudinal (Figura 19b). E a compressão inclinada: age tanto paralela como perpendicularmente às fibras (Figura 19c).



(a) compressão paralela às fibras (b) compressão perpendicular às fibras (c) compressão inclinada em relação às fibras

Figura 19: Peças sujeitas a esforços de compressão (RITTER, 1990)

Nas solicitações inclinadas em relação às fibras da madeira, a NBR7190/97 especifica o modelo de Hankinson para estimativa dos valores intermediários.

$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} . sen^2\theta + f_{c90} . \cos^2\theta}, \quad (4.1)$$

sendo f_{c0} a resistência à compressão paralela às fibra; f_{c90} a resistência à compressão perpendicular às fibras e θ o ângulo da força em relação às fibras da madeira.

Na madeira, A tração pode ocorrer com orientação paralela ou normal às fibras. As propriedades referentes às duas solicitações diferem consideravelmente. A ruptura por tração paralela pode ocorrer por deslizamento entre as células ou por ruptura das paredes das células. Em ambos casos, a ruptura ocorre com baixos valores de deformação, o que caracteriza como frágil, e com elevados valores de resistência. A resistência de ruptura por tração normal às fibras apresenta baixos valores de deformação. A solicitação age na direção normal ao comprimento das fibras, tendendo a separá-las, afetando a integridade estrutural e apresentando baixos valores de deformação. Pela baixa resistência apresentada pela madeira sob este tipo de solicitação, essa deve ser evitada nas situações de projeto.

A tração paralela provoca alongamento das células ao longo do eixo longitudinal (Figura 20a), enquanto que a tração normal tende a separar as células

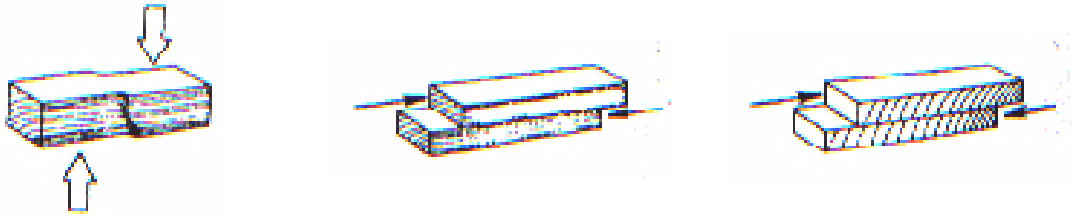
da madeira perpendicular aos seus eixos (Figura 20b), onde a resistência é baixa, devendo ser evitada.



(a) tração paralela às fibras (b) tração perpendicular às fibras

Figura 20: Peças sujeitas a esforços de tração (RITTER,1990).

O cisalhamento na madeira pode ocorrer sob três formas. A primeira seria quando a ação é perpendicular às fibras (Figura 21a), porém este tipo de solicitação não é crítico, pois, antes de romper por cisalhamento, a peça apresentará problemas de esmagamento por compressão normal. As outras duas formas de cisalhamento ocorrem com a 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 cisalhamento horizontal que rompe por escorregamento entre as células da madeira. Na Figura 21a é ilustrada a deformação das células perpendicularmente ao eixo longitudinal. Normalmente não é considerada, pois outras falhas ocorrem antes. Na Figura 21b é ilustrada a tendência das células da madeira separarem e escorregarem longitudinalmente. Na Figura 21c é ilustrada a tendência das células da madeira rolarem umas sobre as outras de forma transversal em relação ao eixo longitudinal.



(a) (b) (c)

Figura 21: Cisalhamento na madeira (RITTER,1990).

Na solicitação 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 solicitadas à flexão ocorre com a formação de minúsculas falhas de compressão seguidas pelo esmagamento macroscópico na região comprimida. Este fenômeno gera o aumento da área comprimida na seção e a

redução da área tracionada, causando acréscimo de tensões nesta região, podendo romper por tração.

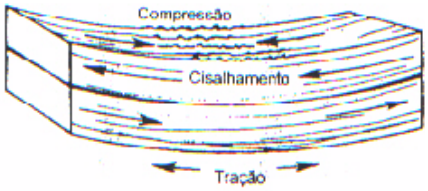


Figura 22: Flexão na madeira (RITTER, 1990)

O comportamento da madeira, quando solicitada por torção, é pouco investigado. A NBR7190/97 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.

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 ao choque. A NBR 7190/97 prevê o ensaio de flexão dinâmica para determinação desta propriedade.

A resistência da madeira é identificada pela letra **f** acompanhada de índices que identificam a solicitação à qual se aplica a propriedade. Em casos onde é evidente que o material ao qual se refere à resistência é a madeira, é dispensável o primeiro índice **w** (wood). O índice seguinte indica a solicitação: **c** (compressão), **t** (tração), **v** (cisalhamento), **M** (flexão) e **e** (embutimento). Os índices após a vírgula indicam o ângulo entre a solicitação e as fibras: **0** (paralela), **90** (normal) ou θ (inclinada). Por exemplo, a resistência $f_{wc,90}$ identifica a resistência da madeira à compressão normal às fibras. Podem ainda ser usados índices para identificar se o valor de referência é médio (**m**) ou característico (**k**). Assim, a resistência média da madeira à compressão normal às fibras pode ser representada pelo símbolo $f_{wcm,90}$, ou $f_{cm,90}$.

Segundo a NBR7190/97, a caracterização da madeira pode ser completa, simplificada ou mínima, as quais serão especificadas a seguir.

4.2.1. Caracterização completa da resistência da madeira

A NBR7190/97 define como caracterização completa da resistência da madeira a determinação das resistências à compressão (f_{wc} ou f_c), à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$), à compressão normal às fibras ($f_{wc,90}$ ou $f_{c,90}$), à tração normal às fibras ($f_{wt,90}$ ou $f_{t,90}$), ao cisalhamento (f_{wv} ou f_v), ao embutimento paralelo às fibras ($f_{we,0}$ ou $f_{e,0}$); ao embutimento normal às fibras ($f_{we,90}$ ou fechamento$_{,90}$) e densidade básica.

4.2.2. Caracterização simplificada da resistência

A caracterização simplificada das resistências da madeira de espécies usuais se faz a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras. As demais resistências são determinadas em função da resistência à compressão paralela admitindo-se um coeficiente de variação de 18% para os esforços normais e um coeficiente de variação de 28% para as resistências a esforços tangenciais.

Para espécies usuais de madeiras, a NBR 7190 admite as seguintes relações:

$$\frac{f_{c0,k}}{f_{t0,k}} = 0{,}77\,, \tag{4.2}$$

$$f_{tM,k} = f_{t0,k}\,, \tag{4.3}$$

$$\frac{f_{e0,k}}{f_{c0,k}} = 1{,}0\,, \tag{4.4}$$

$$\frac{f_{c90,k}}{f_{c0,k}} = 0{,}25\,. \tag{4.5}$$

Para coníferas:

$$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}} = 0{,}15 \tag{4.6}$$

Para dicotiledôneas:

$$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}} = 0{,}12 \tag{4.7}$$

4.2.3. Caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas

A caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas consiste na determinação da resistência à compressão paralela às fibras ($f_{wc,0}$ ou

$f_{c,0}$); resistência à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$); resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ($f_{wv,0}$ ou $f_{v,0}$); densidade básica; densidade aparente.

4.2.4. Caracterização mínima de rigidez das madeiras

A caracterização mínima da rigidez das madeiras consiste em determinar o módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras ($E_{c0,m}$) e na compressão perpendicular ($E_{c90,m}$) com pelo menos dois ensaios cada.

4.2.5. Caracterização simplificada rigidez das madeiras

A caracterização simplificada da rigidez das madeiras consiste na determinação da determinação da rigidez na compressão paralelas às fibras $E_{c0,m}$, sendo $E_{c0,m}$ o valor médio de pelo menos dois ensaios.

A rigidez da madeira é identificada pela letra E acompanhada de índices que identificam a direção à qual se aplica a propriedade. A caracterização da rigidez também é feita para teor de umidade U = 12% (Anexo B, NBR 7190/1997).

A correção da rigidez para teor de umidade U% diferente do valor padrão de 12%, sendo U% menor ou igual a 20% é dada por

$$E_{12} = E_{U\%}\left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100}\right] \tag{4.8}$$

A rigidez na compressão normal às fibras ($E_{c90,m}$) é dada por

$$E_{c90,m} = \frac{E_{c0,m}}{20}, \tag{4.9}$$

sendo $E_{c0,m}$ da rigidez na compressão paralelas às fibras.

A rigidez na tração paralela às fibras ($E_{t0,m}$) é dada por

$$E_{t0,m} = E_{c0,m}, \tag{4.10}$$

sendo $E_{c0,m}$ da rigidez na compressão paralelas às fibras.

4.2.6. Caracterização por meio de ensaio de flexão

A rigidez na madeira na flexão (E_M) para as coníferas é dado por

$E_M = 0{,}85E_{co}$ e (4.11)

para dicotiledôneas por

$E_M = 0{,}90E_{co}$, (4.12)

sendo E_{c0} o módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras.

4.3. PROCEDIMENTOS PARA CARACTERIZAÇÃO

A norma NBR 7190 adota como condição padrão de referência a classe 1 de umidade, ou seja, umidade de equilíbrio igual a 12%.

Qualquer resistência ou rigidez determinada no intervalo de 10% a 20% podem ser corrigidas para umidade padrão através das expressões:

$$f_{12\%} = f_{U\%}\left[1 + \frac{3\cdot(U\% - 12)}{100}\right] \quad (4.13)$$

$$E_{12\%} = E_{U\%}\left[1 + \frac{2\cdot(U\% - 12)}{100}\right] \quad (4.14)$$

4.3.1. Ensaios

Os métodos de ensaios para caracterização física e mecânica da madeira encontram-se descritos no anexo B da NBR 7190.

4.3.2. Valores representativos das propriedades do material

As propriedades mecânicas da madeira podem ser empregadas no projeto com valores característicos ou médios. Se a propriedade é representada por **X**, onde X pode ser resistência ou rigidez, os valores representativos são o valor médio (X_m) e o valor característico (X_k). O valor característico tem um limite inferior ($X_{k,inf}$) e outro superior ($X_{k,sup}$). $X_{k,inf}$ tem 5% de probabilidade de não ser ultrapassado; $X_{k,sup}$ tem 5% de probabilidade de ser ultrapassado. Para resistência e rigidez, usa-se, de modo geral, o $X_k = X_{k,inf}$.

A obtenção da resistência característica f_k com base no valor médio f_m pode ser feita a partir de uma distribuição de probabilidades do tipo normal, com coeficientes de variação δ, por relações estatísticas.

Para resistência a esforços normais (compressão, tração e embutimento) δ=18% e a relação é dada por

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1{,}645 \cdot \delta) = f_{m,12} \cdot (1 - 1{,}645 \cdot 0{,}18) = 0{,}70 f_{m,12}; \quad (4.15)$$

para a resistência a esforços tangenciais (cisalhamento) δ=28% e a relação é dada por

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1{,}645 \cdot \delta) = f_{m,12} \cdot (1 - 1{,}645 \cdot 0{,}28) = 0{,}54 f_{m,12}, \quad (4.16)$$

sendo $f_{m,12}$ o valor médio da resistência com a umidade padrão de 12%.

4.4. CLASSES DE RESISTÊNCIA

A NBR 7190/1997 definiu classes de resistência para possibilitar o emprego de madeiras com propriedades padronizadas, mesmo que de espécies florestais diferentes, orientando a escolha do material para a elaboração de projetos estruturais (Tabela 2 e Tabela 3).

Tabela 2: Classes de resistência coníferas.

Coníferas (Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	(*) $\rho_{bas,m}$ (kg/m^3)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C30	30	6	14.500	500	600
(*) como definida em 5.1.2					

Tabela 3: Classes de resistência dicotiledôneas.

Dicotiledôneas (Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	(*) $\rho_{bas,m}$ (kg/m^3)	$\rho_{aparente}$ (kg/m^3)
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
(*) como definida em 5.1.2					

4.5. CLASSES DE UMIDADE

A NBR 7190/1997 estabelece que o projeto das estruturas de madeira deve ser feito considerando o teor de umidade de equilíbrio da madeira do local onde será implantada a obra. Para isso, foram definidas as classes de umidade especificadas na Tabela 4. Estas classes também podem ser utilizadas para a escolha de métodos de tratamentos preservativos das madeiras.

Tabela 4: Classes de umidade

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

4.6. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

Os valores de cálculos das resistências são dados por:

$$f_{wd} = k_{\mathrm{mod}} . \frac{f_{wk}}{\gamma_w}, \tag{4.17}$$

onde f_{wk} é o valor característico da resistência; K_{mod} é o coeficiente de modificação que leva em consideração os efeitos da duração do carregamento, da umidade do meio ambiente e da qualidade do material; γ_w é o coeficiente de ponderação de segurança do material.

Os coeficientes de modificação, K_{mod}, afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida, e do eventual emprego de madeira de 2ª qualidade.

O coeficiente de modificação K_{mod} é formado pelo produto:

$$K_{\mathrm{mod}} = K_{\mathrm{mod}1} . K_{\mathrm{mod}2} . K_{\mathrm{mod}3} \tag{4.18}$$

O coeficiente parcial de modificação $K_{\mathrm{mod}1}$, que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, é dado pela Tabela 5, devendo ser escolhido conforme a situação de projeto em que se estiver fazendo a comprovação da segurança.

Tabela 5: Valores de K_{mod1}

	Tipos de madeira	
Classes de carregamento	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 parcial de modificação $K_{\mathrm{mod}\,2}$, que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, é dado na Tabela 6.

Tabela 6: Valores de K_{mod2}

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

O coeficiente parcial de modificação $K_{\mathrm{mod}\,3}$, que leva em conta a qualidade da madeira quanto a presença de defeitos, é dado na Tabela 7.

Tabela 7: Valores de K_{mod3}

Classes	1ª Categoria	2ª Categoria
Coníferas	0,8	0,8
Dicotiledôneas	1,0	0,8

Os coeficientes de ponderação nos estados limites últimos, de acordo com a solicitação são:

$\gamma_{wc} = 1{,}4$ para tensões de compressão paralelas às fibras;

$\gamma_{wt} = 1{,}8$ para tensões de tração paralelas às fibras e

$\gamma_{wv} = 1{,}8$ para tensões de cisalhamento paralelas às fibras

Nos estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação possuem o valor básico de γ_w = 1,0.

O coeficiente de modificação $k_{mod,3}$ é definido em função da categoria da madeira utilizada: primeira categoria ou segunda categoria. Madeira de **primeira categoria** é aquela que passou por classificação visual para garantir a isenção de defeitos e por classificação mecânica para garantir a homogeneidade da rigidez. Para este caso $k_{mod,3}$ =1,0. Madeira de **segunda categoria** é considerada os demais casos. Para estes $k_{mod,3}$ = 0,8.

Para madeira de coníferas, deve **sempre se adotar $k_{mod,3}$ = 0,8** para considerar a presença de nós não detectáveis pela inspeção visual.

Para madeira laminada colada o coeficiente parcial de modificação, $K_{\mathrm{mod}\,3}$, leva em consideração a curvatura da peça, valendo $K_{\mathrm{mod}\,3} = 1$ para peças retas e para peças curvas a expressão:

$$K_{\mathrm{mod}\,3} = 1 - 1200.\left(\frac{t}{r}\right)^2, \tag{4.19}$$

onde t é a espessura das lâminas, r é o menor raio de curvatura.

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

$$E_{c0,ef} = K_{\mathrm{mod},1} \cdot K_{\mathrm{mod},2} \cdot K_{\mathrm{mod},3} \tag{4.20}$$

4.7. EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CÁLCULO A PARTIR DA RESISTÊNCIA MÉDIA

Como exemplo, considere-se o Jatobá (*Hymenaea spp*), uma espécie de madeira muito empregada na construção de pontes. Os resultados experimentais mostram que a resistência média à compressão paralela para madeira verde é

$\mathrm{f}_{\mathrm{com,mv}} = 70\,\mathrm{MPa}$.

Transformando esta resistência para a condição padrão, tem-se

$$f_{com,12\%} = f_{com,20}\left[1 + \frac{3(20-12)}{100}\right] = (70)(1{,}24) = 86{,}8\ MPa\ .$$

Deste modo, resulta a resistência característica

$$f_{cok,12} = (0{,}7)(86{,}8) = 60{,}8\ MPa\ .$$

Todavia, admite-se que na estrutura haja pontos menos resistentes. A resistência em ensaio rápido destes pontos seria de

$$\frac{f_{co,k}}{\gamma_c}=\frac{60,8}{1,4}=43,4\ MPa\ .$$

Sob ação de cargas de longa duração, em ambiente seco ou parcialmente úmido, para estruturas construídas com madeira de 2ª categoria, a resistência de tais pontos deve ser admitida com o valor

$$f_{co,d}=k_{\mathrm{mod}}\frac{f_{co,k}}{\gamma_c}=k_{\mathrm{mod},1}.k_{\mathrm{mod},2}.k_{\mathrm{mod},3}\frac{f_{co,k}}{\gamma_c}\ ,$$

sendo $k_{mod,1}$ = 0,7 madeira serrada, para cargas de longa duração; $k_{mod,2}$ = 1,0 madeira serrada, para classe de umidade (1) ou (2); $k_{mod,3}$ = 0,8 madeira de 2ª categoria.

Logo,

$$f_{co,d}=k_{\mathrm{mod}}\frac{f_{co,k}}{\gamma_c}=(0,7)(1,0)(0,8)(43,4)=24,3MPa\ .$$

Uma tensão com este valor poderá levar à estrutura à ruptura.

4.8. RESISTÊNCIAS USUAIS DE CÁLCULO

Para peças estruturais de madeira serrada de segunda qualidade e de madeira laminada colada submetidas a carregamentos de longa duração, na ausência de determinação experimental específica, permite-se a adoção de critérios simplificados para a determinação da resistência de cálculo em função da resistência de cálculo na compressão paralela às fibras. Nestas condições a NBR 7190/97 admite que:

- a resistência de cálculo na tração paralela às fibras seja dada por $f_{to,d}=f_{co,d}$;
- a resistência de cálculo na compressão perperpendicular às fibras seja dada por $f_{c90,d}=0,25f_{co,d}\cdot\alpha_n$;
- resistência de cálculo no embutimento paralelo às fibras seja dada por $f_{eo,d}=f_{co,d}$;

- resistência de cálculo no embutimento perpendicular às fibras seja dada por $f_{e90,d} = 0,25 f_{co,d} \cdot \alpha_e$;

- resistência de cálculo no cisalhamento paralelo às fibras seja dada por $f_{vo,d} = 0,12 f_{co,d}$, para as coníferas, e $f_{vo,d} = 0,10 f_{co,d}$, para as dicotiledôneas.

Quando a carga atuar na extremidade da peça, ou de modo distribuído na totalidade da superfície de peças de apoio, ou no caso da extensão da carga, medida na direção das fibras, ser maior ou igual a 15 cm, admite-se α_n =1,0. Quando a extensão da carga, medida na direção das fibras, for menor que 15 cm e a carga estiver afastada pelo menos de 7,5 cm da extremidade da peça, o coeficiente α_n é fornecido pela Tabela 19

5. MODELO DE SEGURANÇA DA NORMA BRASILEIRA

5.1. SEGURANÇA DE UMA ESTRUTURA

O conceito de segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, continuando a satisfazer as condições funcionais a que se destinava por ocasião de sua construção (ZAGOTTIS, 1981). Este conceito de segurança é qualitativo. Para que seja quantificada a segurança estrutural, utilizam-se processos analíticos, numéricos, gráficos ou experimentais, que determinam os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo a comparação destes valores aos critérios de resistência dos materiais estruturais.

A edição da NBR7190/82 verificava a segurança estrutural pela aplicação do Método das Tensões Admissíveis. A hipótese fundamental desse modelo considera o comportamento estrutural de um certo corpo determinístico. Isto significa que, para um mesmo corpo, com as mesmas vinculações, a aplicação de uma certa solicitação, de acordo com uma certa lei de variação ao longo do tempo, caso pudesse ser repetida diversa vezes, produziria em todas elas os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos. A condição a ser satisfeita para que uma estrutura apresente segurança em relação a um tipo de solicitação era:

$$\sigma_s \leq \frac{R}{\gamma_i} = \overline{R} \text{ com } \gamma_i > 1, \tag{5.1}$$

onde σ_s são as tensões máximas que aparecem por ocasião da utilização da estrutura e $\overline{R}$ é a tensão admissível do material, resultante do quociente entre as tensões de ruptura ou escoamento do material (R) e o coeficiente de segurança interno (γ_i).

O Método das Tensões Admissíveis estabelece uma distância entre as tensões de serviço e as tensões de ruptura e não entre o carregamento de serviço e o carregamento de ruptura ou colapso. Esta característica deste modelo de segurança é limitante quando a estrutura deixa de apresentar um comportamento linear. Isto só vale quando a relação tensão-deformação do material permanece linear (linearidade física) ou enquanto a geometria é pouco alterada pelos

deslocamentos produzidos pelo carregamento (linearidade geométrica). A maioria das estruturas apresenta comportamento linear para uma faixa de carregamento, mas ao aproximar-se da ruptura perde a linearidade. Nestes casos, o coeficiente de segurança interno γ_i passa a não ser mais representativo da segurança da estrutura.

A atual edição da NBR7190/97, Projeto de estruturas de madeira, adota outro modelo de verificação da segurança estrutural, o Método dos Estados Limites. Quando uma estrutura deixa de preencher qualquer uma das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite, ou, que ela atingiu a ruína. De acordo com o conceito de segurança, esta é a capacidade que a estrutura apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, sem atingir qualquer estado limite.

Os estados limites podem ser classificados em duas categorias: estados limites últimos e estados limites de utilização.

Os Estados Limites Últimos são aqueles correspondentes ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, podendo ser originados por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- perda de estabilidade do equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura, considerando esta semelhante a um corpo rígido;
- ruptura de seções críticas da estrutura;
- colapso da estrutura, ou seja, transformação da estrutura original em uma estrutura parcial ou totalmente hipostática, por plastificação;
- perda de estabilidade do equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura por deformação;
- deterioração por efeito de fadiga;
- deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta (fluência) e trincas que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura.

O estado limite último também pode ser atingido devido à sensibilidade da estrutura aos efeitos de repetição das ações, do fogo, de uma explosão etc.

Os estados limites de utilização são aqueles correspondentes a exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;
- deslocamentos excessivos sem perda do equilíbrio;
- vibrações excessivas.

A introdução da segurança no projeto estrutural relativa aos estados limites de utilização recai em uma simples verificação do comportamento da estrutura, sujeita às ações correspondentes à sua utilização, comparando-o ao comportamento desejável para as condições funcionais e de durabilidades especificadas.

O Método dos Estados Limites introduz a segurança estrutural através dessas verificações relativamente aos estados limites. Para os estados limites últimos, a condição de segurança a ser satisfeita segundo a NBR7190/97 é:

$$S_d \leq R_d , \tag{5.2}$$

$$R_d = k_{\mathrm{mod}} \frac{R_k}{\gamma_w} , \tag{5.3}$$

sendo S_d as tensões máximas que aparecem por ocasião da utilização de coeficientes de segurança externos, relativamente aos estados limites últimos. R_d é a resistência de cálculo, R_k é a resistência característica, γ_w é o coeficiente de ponderação (minoração) das propriedades da madeira, conforme o tipo de solicitação em análise e k_{mod} é o coeficiente de modificação que leva em conta as influências não consideradas em γ_w.

A vantagem do método dos estados limites é que cada um dos fatores que influenciam a segurança são levados em conta separadamente. Mesmo considerando empiricamente os fatores, o método é mais racional que uma simples adoção de um coeficiente de segurança.

A deficiência que o método dos estados limites não consegue contornar é a consideração dos parâmetros de resistência como fenômenos determinísticos. Pode-se até admitir que o comportamento estrutural seja um fenômeno determinístico, mas os resultados experimentais comprovam que a resistência dos materiais é uma variável aleatória contínua que pode ser associada a uma lei de distribuição de densidades de probabilidade.

Entretanto, não é possível normalizar racionalmente um método probabilístico, ou semi-probabilístico, para o uso corrente em projetos de estruturas. Portanto, o método dos estados limites, com coeficientes de ponderação internos para a resistência e externos para as ações, tratando separadamente os diversos fatores intervenientes, representa uma abordagem mais racional que os outros métodos adotados anteriormente.

5.2. SITUAÇÕES DE PROJETO

A NBR 7190/97 estabelece que toda estrutura deve ser projetada e construída de modo a satisfazer os requisitos básicos de segurança, permanecendo adequada ao uso previsto e suportando todas as ações e outras influências que podem agir durante a construção e durante a sua utilização.

Para cada estrutura devem ser especificadas as situações de projeto a considerar. A NBR 7190/97 define basicamente três situação de projeto a serem consideradas: situações duradouras, situações transitórias e situações excepcionais.

As **situações duradouras** são consideradas no projeto de todas as estruturas e são definidas como aquelas que têm duração igual ao período de referência da estrutura. Para estas situações duradouras, a verificação da segurança é efetuada em relação aos estados limites últimos e de utilização. Quanto ao estado limite último consideram-se as combinações últimas normais de carregamento. Quanto ao estado limite de utilização consideram-se as combinações de longa ou as de média duração. Estas combinações serão detalhadas no Capítulo 6.

A NBR 7190/97 define as **situações transitórias** como sendo aquelas que têm duração muito menor que o período de vida da construção. Estas situações são consideradas para construções que podem estar sujeitas a algum carregamento especial e, em geral, nela é a verificação da segurança é feita quanto aos estados limites últimos. Em casos especiais, é exigida a verificação da segurança em relação a estados limites de utilização considerando combinações de ações de curta ou média duração. Estas combinações serão detalhadas no Capítulo 6.

As **situações excepcionais** são aquelas que têm duração extremamente curta. Para estas situações é verificada a segurança somente em relação aos estados limites últimos.

6. AÇÕES ATUANTES E COMBINAÇÕES DE PROJETO

Ao se conceber uma estrutura deve-se entender que seu funcionamento reflete a atuação de todas as forças externas presentes na mesma. Assim, o peso próprio de uma viga, veículos em uma ponte, o vento sobre um telhado representam forças externas agindo em uma estrutura.

As ações são definidas pela NBR8681/84 como as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. A natureza e a duração das ações possuem influência relevante na verificação da segurança estrutural.

Para elaboração dos projetos, as ações devem ser combinadas com a aplicação de coeficientes, sobre cada uma delas, para levar em consideração a probabilidade de ocorrência simultânea.

A fim de levar em conta o bom comportamento estrutural da madeira para cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, a NBR7190/97 permite a redução em até 75% das solicitações dessa natureza. Observa-se que esta redução não deve ser aplicada nas combinações de verificação das peças metálicas, inclusive dos elementos de ligação como parafusos, por exemplo.

6.1. TIPOS DE AÇÕES

As ações são classificadas segundo duas formas:

- quanto ao modo de atuação e
- quanto às variações de seus valores e tempo de atuação.

Quanto ao modo de atuação, podem ser diretas ou indiretas que correspondem respectivamente às forças e às deformações impostas (Figura 23).

Quanto às variações de seus valores e tempo de atuação podem ser

- permanentes,
- variáveis ou
- excepcionais.

As ações permanentes (g) são as que possuem valores constantes, ou de pequena variação em torno da média, atuantes em praticamente toda a vida da construção. Ex.: peso próprio.

As ações variáveis (q) são aquelas que possuem valores com variação significativa atuantes em praticamente toda a vida da construção. Ex: sobrecarga.

As ações excepcionais são aquelas que independem da variação dos seus valores, pois atuam em curto espaço de tempo. Devido à sua baixa probabilidade de ocorrência são consideradas apenas em determinadas estruturas. Ex: abalos sísmicos.

6.2. TIPOS DE CARREGAMENTOS

Um conjunto de ações com probabilidade de ocorrência simultânea determinam vários casos de carregamento, dependendo das diferentes formas de combinação destas ações. O caso mais desfavorável será adotado como carregamento de projeto.

Um carregamento é classificado segundo a natureza das ações atuantes (Figura 23) e pode ser:

- normal,
- especial ou de construção
- excepcional

O carregamento é normal quando inclui somente as ações decorrentes do uso previsto para a construção. Ex: peso e sobrecarga.

O carregamento é especial quando inclui ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos sejam preponderantes aos produzidos pelo carregamento normal. Ex: área de estocagem de um supermercado.

O carregamento é excepcional quando inclui ações excepcionais e cujos efeitos podem ser catastróficos. Ex: ventos fortes, abalo sísmico.

O carregamento de construção cessa com a conclusão da obra sendo portanto de caráter transitório. Deve ser considerado quando há probabilidade de ocorrência de estados limites últimos durante a fase de construção. Ex: peças protendidas, estacas.

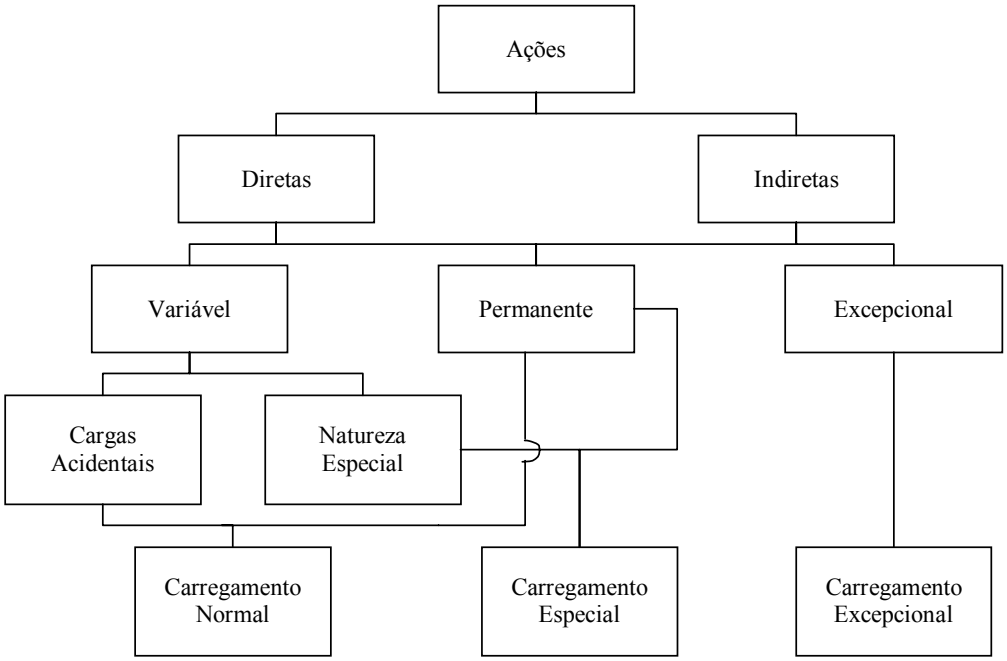


Figura 23: Organograma de ações e carregamentos

6.3. CLASSES DE DURAÇÃO DE CARREGAMENTOS

As classes de duração do carregamento são determinadas em função da duração do acumulada prevista para a ação variável tomada como principal na combinação considerada. Segundo a norma NBR 7190/97, elas podem ser permanentes, de longa, de média ou curta duração e duração instantânea (Tabela 8).

Tabela 8 : Classes de duração de carregamentos

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

6.4. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações empregam coeficientes diferentes, conforme a probabilidade de ocorrência durante a vida da estrutura. São diferentes os

carregamentos a serem empregados na verificação do estado limite último e de utilização.

6.4.1. Combinação para Estados Limites Últimos

Em Estados Limites Últimos, os formatos de combinações correspondem as ações combinadas segundo sua natureza. Têm-se combinações para ações normais, especiais e de construção.

6.4.1.1. Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right], \quad (6.1)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal em um determinado caso de carregamento, $\psi_{0j} \times F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis e ψ_{0j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das ações variáveis.

Tendo em vista que a condição de segurança é para uma situação duradoura, portanto classe de carregamentos de longa duração e que a resistência de projeto leva em conta um tempo grande de atuação da solicitação, as ações variáveis $F_{Q1,k}$ e/ou $F_{Qj,k}$ deverão ser reduzidas pelo fator de 0,75.

6.4.1.2. Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j,ef} \times F_{Qj,k} \right], \quad (6.2)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal em um determinado caso de carregamento, ψ_{0j},ef é igual ao fator ψ_{0j}, adotado nas combinações normais, salvo

quando a ação principal $F_{Q1,k}$ tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que ψ_{0j},ef pode ser tomado como correspondente a ψ_2.

6.4.2. Combinação para Estados Limites de Utilização

As combinações em estados limites de utilização são determinadas a partir do grau de deformação que a estrutura considerada deva suportar, permitindo sua utilização prevista. Estando as deformações relacionadas à duração do carregamento existirão formatos diferentes para combinações de longa, média e curta duração e de duração instantânea.

6.4.2.1. Combinação de longa duração

As combinações de longa duração são as utilizadas quando o uso previsto para a estrutura permite deformações máximas normativas.

Para estas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,K} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} \times F_{Qj,K}, \tag{6.3}$$

onde $F_{d,uti}$ é o valor de cálculo das ações para estados limites de utilização, $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis, ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis, $\psi_{2j}F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

6.4.2.2. Combinação de média duração

As combinações de média duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer limites de deformações menores que os máximos normativos.

Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor correspondente a classe de média duração e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,K} + \psi_1 F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.4)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis; $\psi_{2j}F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis; $F_{Q1,K}$ é o valor característico da ação variável considerada principal; ψ_1 é fator de combinação correspondente a ação variável principal.

6.4.2.3. Combinações de curta duração

As combinações de curta duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer valores desprezíveis de deformação.

Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor característico e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de média duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{1j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.5)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; $F_{Q1,K}$ é o valor característico da ação variável considerada principal; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis; $\psi_{1j}F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

6.4.2.4. Combinações de duração instantânea

As combinações de duração instantânea são utilizadas quando se considera a existência de uma ação variável especial pertinente à classe de duração imediata. As demais ações variáveis são consideradas com seus prováveis valores atuando simultaneamente à ação variável especial, valores estes de longa duração salvo a existência de outro critério que os determine.

Tais combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,K} + F_{Q,esp} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} \times F_{Qj,K} \,, \tag{6.6}$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; F_{Qesp} é o valor característico da ação variável especial; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis, $\psi_{2j} F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

A Tabela 9 identifica as verificações de segurança para os estados limites e as combinações de carregamento para cada situação de projeto a ser considerada

Tabela 9 : situações de projeto

Situação	Verificação	Combinação de ações
Duradoura: devem ser consideradas sempre	Estado limite último	Normais $F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$
Duração igual ao período de referência da estrutura	Estado limite de utilização	Longa ou média duração $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + \sum_{j=1}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$ $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$
Transitória: deve ser verificada quando existir carregamento especial para a construção.	Estado limite último	Especial ou de construção $F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2} \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$
Duração muito menor que o período de vida da estrutura.	Estado limite de utilização (caso necessário)	Média ou curta duração $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{2j} F_{Qj,k}$ $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^{m} F_{gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{1j} F_{Qj,k}$
Excepcional: Duração extremamente curta.	Estado limite último	Excepcional $F_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{gi} F_{gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^{n} \psi_{0j,ef} F$

6.5. COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E FATORES DE COMBINAÇÃO

As combinações de ações empregam coeficientes diferentes, conforme a probabilidade de ocorrência de cada uma durante a vida da estrutura. Estão

apresentados a seguir os coeficientes a serem empregados nas combinações para verificação dos estados limites último e de utilização.

Os coeficientes de ponderação são os fatores pelos quais se multiplicam os valores característicos das ações para se obter os valores de cálculo. São utilizados em virtude da necessidade de se considerar a ocorrência de fatores que possam interferir na segurança da estrutura, seja por variabilidade das ações, por erros de avaliação dos efeitos destas, por problemas construtivos ou ainda por deficiência do método de cálculo empregado.

Em Estados Limites de Utilização o coeficiente de ponderação é sempre considerado igual a 1, salvo algumas situações definidas por normas especiais.

Em Estados Limites Últimos o coeficiente de ponderação varia de acordo com o tipo de ação considerada; assim, podem existir coeficientes de ponderação para ações permanentes (γ_g), para ações variáveis (γ_q) e para deformações impostas (γ_ε).

6.5.1. Coeficiente de ponderação para ações permanentes

Todas as partes de uma ação permanente são ponderadas pelo mesmo coeficiente e tais valores dependem do tipo de ação e da combinação (Tabela 10 à Tabela 13).

Tabela 10: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade

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

Tabela 11: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade

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

Tabela 12: Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (incluem os efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais)

Combinações	para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	γ_ε = 1,2	γ_ε = 0
Especiais ou de Construção	γ_ε = 1,2	γ_ε = 0
Excepcionais	γ_ε = 0	γ_ε = 0

6.5.2. Coeficientes de ponderação para ações variáveis:

Em uma estrutura são ponderados apenas as ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança, majorando-se seus valores característicos conforme a Tabela 13.

Tabela 13: Coeficientes de ponderação para ações variáveis.

Combinações	ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	efeitos da temperatura
Normais	γ_Q = 1,4	γ_ε = 1,2
Especiais ou de Construção	γ_Q = 1,2	γ_ε = 1,0
Excepcionais	γ_Q = 1,0	γ_ε = 0

6.5.3. Fatores de combinação em estados limites últimos (ψ_0)

São utilizados levando-se em consideração que existe probabilidade remota de que as ações variáveis consideradas atuem simultaneamente (Tabela 14).

Desta forma, toma-se uma ação variável como principal com o seu valor característico e reduzem-se os valores das demais ações multiplicando-os pelo fator de combinação correspondente.

6.5.4. Fatores de combinação em estados limites utilização (ψ_1, ψ_2)

São utilizados visando minorar os valores das ações variáveis para que correspondam às condições de serviço, considerando a duração destas ações.

Para combinações de média duração emprega-se o fator ψ_1 enquanto que para longa duração emprega-se o fator ψ_2.

Os fatores de combinação têm seus valores indicados na Tabela 14.

Tabela 14: Fatores de combinação

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

6.6. EXEMPLO DE COMBINAÇÕES DE PROJETO

A treliça da Figura 24 está submetida a carregamentos permanentes e variáveis causados pelo efeito do vento. Os esforços causados nas barras por esses carregamentos estão indicados na Tabela 15. Determinar os esforços de cálculo para o estado limite último, na situação mais crítica (tração ou compressão axiais) em cada uma das barras.

Resolução:

A estrutura está submetida a carregamento normal (uso previsto na construção), logo de longa duração. A situação de projeto é duradoura, o que exige a verificação de estado limite último e de utilização. No estado limite último, são consideradas as **combinações normais de carregamento**.

Error! Objects cannot be created from editing field codes.

A ação permanente deve ser verificada com efeito favorável e desfavorável, por meio do coeficiente γ_g. Há somente uma ação variável, o efeito do vento, $F_{q1,k}$,

que é a ação variável principal. Para cargas variáveis de curta duração consideradas como ação variável principal, a NBR7190/97 permite a redução para 75% da solicitação no estado limite último. Logo, a combinação última normal é

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_Q . 0{,}75 . F_{Q,k} .$$

Determinação dos coeficientes de ponderação das ações:

- Ação permanente de grande variabilidade ($F_{G,k}$):
  - Combinação desfavorável γ_g = 1,4 (Tabela 11, comb. normais)
  - Combinação favorável γ_g = 0,9 (Tabela 11, comb. normais)
- Ação variável – vento ($F_{Q,k}$): γ_q = 1,4 (Tabela 13, comb. normais)

Os valores dos esforços majorados pelos coeficientes estão apresentados Tabela 15.

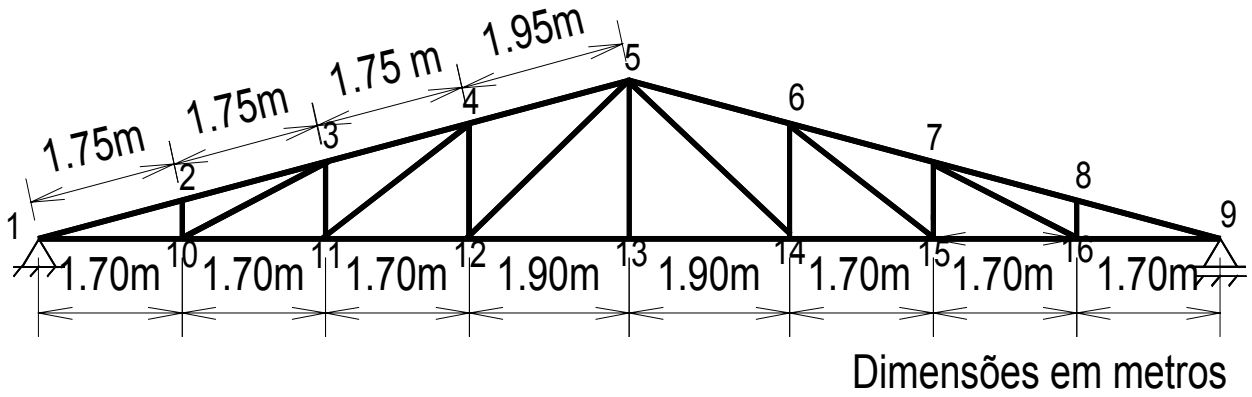


Figura 24: Geometria e identificação dos nós da treliça

Tabela 15: Esforços Solicitantes nas barras da treliça

Barra	Ação Permanente	Ação Variável (vento)		Ação Perm.+Vento Pressão			Ação Perm.+Vento Sucção			Situação crítica	
		Sobrepressão	Sucção	γg*A.Perm.	γq*0,75*V.Press.	Combinação	γg*A.Perm.	γq*0,75*V.Press.	Combinação	Tração	Compr.
	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN
1-2	-2649	-1267	6731	-3709	-1330	-5039	-2384	7068	4683	4683	-5039
1-10	2386	1235	-6558	3340	1297	4637	2147	-6886	-4739	4637	-4739
3-4	-2156	-1129	5994	-3018	-1185	-4204	-1940	6294	4353	4353	-4204
4-5	-1830	-965	5126	-2562	-1013	-3575	-1647	5382	3735	3735	-3575
4-11	404	234	-1243	566	246	811	364	-1305	-942	811	-942
4-12	-350	-197	1041	-490	-207	-697	-315	1093	778	778	-697
5-12	507	285	-1513	710	299	1009	456	-1589	-1132	1009	-1132
5-13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12-13	1401	662	-3522	1961	695	2657	1261	-3698	-2437	2657	-2437

(+) Tração (-) Compressão

6.7. EXERCÍCIO PROPOSTO

A viga da Figura 25 está submetida a carregamentos permanentes de grande variabilidade (g), cargas acidentais (q) de longa duração e pressão do vento (w). Sabe-se que as ações valem g = 40 daN/m, q = 10 daN/m e w = 20 daN/m. Pede-se:

a) avaliação das combinações para estado limite de utilização;

b) a determinação do valor do momento de cálculo ($M_{B,d}$) na seção B, para estado limite último.

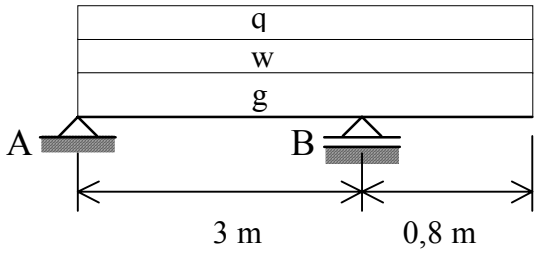


Figura 25: Viga submetida a carregamentos permanentes e variáveis

Respostas:

a) $F_{d,uti}$ = 42 daN/m

b) Combinação última normal para $M_{B,d}$

$$M_d = \sum_{i=1}^{m} \gamma_{Gi} M_{Gi,k} + \gamma_Q \left[M_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} \psi_{0j} M_{Qj,k} \right]$$

	Ações		p (daN/m)	$M_B = p.l^2/2$ (daN.m)
Análise Estrutural	Ação permanente	g_k	40	12,8
	Vento	w_k	20	6,4
	Ação acidental	q_k	10	3,2

1ª Hipótese: vento como ação variável principal: $M_{B1,d}$ = 26,4 daN.m

2ª Hipótese: ação acidental como ação variável principal: $M_{B2,d}$ = 26,9 daN.m

Valor crítico de $M_{B,d}$ no Estado Limite Último: $M_{B,d}$ = 26,9 daN.m

7. CONSIDERAÇÕES BÁSICAS PARA PROJETO DE CONSTRUÇÕES EM MADEIRA

A norma brasileira NBR 7190/97 aborda alguns tópicos relacionados a durabilidade da madeira, cuidados na execução das estruturas, dimensões mínimas de elementos estruturais e dos conectores, e características do próprio projeto estrutural.

7.1. DURABILIDADE DA MADEIRA

Segundo a norma brasileira NBR 7190/97, o projeto de estruturas de madeira deve garantir a durabilidade da madeira, facilitando o escoamento das águas, prevendo a ventilação das faces vizinhas e paralelas às peças em madeira e utilizando madeira com tratamento preservativo adequado. Além disso, o projeto deve ser desenvolvido visando permitir a inspeção e os trabalhos de conservação.

7.2. EXECUÇÃO DAS ESTRUTURAS

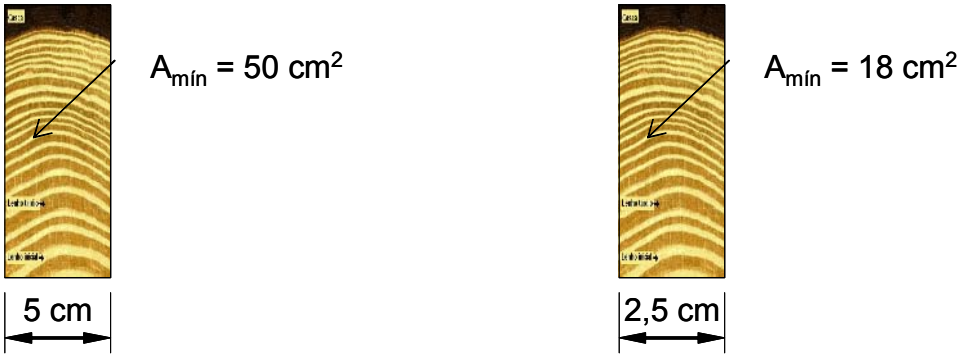
De acordo com NBR 7190/97, todo trabalho de carpintaria deve ser desenvolvido por profissional qualificado, capaz de executar as sambladuras, encaixes, ligações de juntas e articulações perfeitamente ajustadas em todas as superfícies. Toda as perfurações, escariações, ranhuras e fresamentos para meios de ligações devem ser feitos à máquina e perfeitamente ajustados. Por ventura, as peças que, na montagem, não se adaptarem perfeitamente às ligações ou que se tenham empenado prejudicialmente devem ser substituídas.

7.3. DIMENSÕES MÍNIMAS

A norma brasileira NBR 7190/97 estabelece dimensões mínimas para seções transversais dos elementos estruturais, arruelas, espessura de chapas de aço e diâmetros de pinos e cavilhas.

7.3.1. Seções transversais mínimas

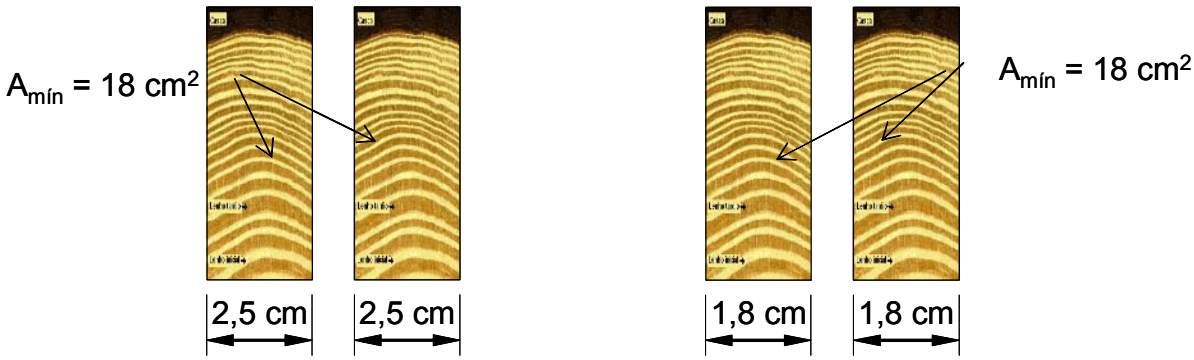
Nas peças principais isoladas, como vigas e barras longitudinais de treliças, a área mínima das seções transversais será de 50 cm^2 e a espessura mínima de 5 cm. Nas peças secundárias esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 2,5 cm.



(a) Peças principais isoladas (b) Peças secundárias isoladas

Figura 26 : Dimensões transversais mínimas de peças isoladas

Nas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento componente será de 35 cm^2 e a espessura mínima de 2,5 cm. Nas peças secundárias múltiplas esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 1,8 cm.



(a) Peças principais múltiplas (b) Peças secundárias múltiplas

Figura 27 : Dimensões transversais mínimas de peças múltiplas

7.3.2. Espessura mínima das chapas

A espessura mínima das chapas de aço das ligações será de 9 mm nas pontes e de 6 mm em outros casos.

7.3.3. Dimensões mínimas das arruelas

A NBR 7190/97 estabelece, que na fixação dos parafusos, devem ser usadas arruelas com diâmetro ou comprimento do lado de pelo menos 3d (d é o diâmetro do parafuso) sob a cabeça e a porca (Figura 28). As arruelas devem estar em contato total com as peças de madeira.

A espessura mínima das arruelas de aço será de 9 mm nas pontes, de 6 mm em outras estruturas, não devendo em caso algum ser inferior a 1/8 do lado, no caso de arruelas quadradas, ou do diâmetro, no caso de arruelas circulares. A área útil mínima das arruelas deve ser tal que permita utilizar todo o esforço de tração admissível no parafuso, sem exceder a resistência à compressão normal da madeira.



(a) Arruela circular (b) Arruela quadrada

Figura 28 : Tipos de arruelas

7.3.4. Diâmetros mínimos de pinos e cavilhas

O diâmetro dos pregos estruturais deve ser de 3 mm, respeitando a resistência característica de escoamento f_{yk} = 600 MPa, enquanto que o dos parafusos estruturas deve ser de 10 mm, respeitando a resistência característica de escoamento f_{yk} = 240 MPa. As cavilhas estruturais são admitidas somente com diâmetros de 16, 18 e 20 mm.

7.4. PROJETO EXECUTIVO

De acordo com a NBR7190/97, o projeto de estruturas de madeira é constituído de memorial justificativo e de desenhos. Quando necessário deve-se apresentar um plano de montagem.

O memorial justificativo deve conter:

a) descrição do arranjo global tridimensional da estrutura;

b)ações e condições de carregamento admitidas, incluídos os percursos das cargas móveis;

c) esquemas adotados na análise dos elementos estruturais e identificação de suas peças;

d) análise estrutural;

e) propriedades do material;

f) dimensionamento e detalhamento esquemático das peças estruturais;

g) dimensionamento e detalhamento esquemático das emendas, uniões e ligações.

Os desenhos de projeto são constituídos pelos desenhos de conjunto, de detalhes e de montagem.

Os desenhos de conjunto representam o arranjo geral da estrutura por meio de plantas, de elevações, de seções e de cortes (Figura 29). Eles devem ser feitos em escalas adequadas ao tamanho da obra a ser representada, para que não haja dúvidas na identificação das partes. Para obras correntes, empregam-se as escalas 1:10, 1:50 e 1:100.

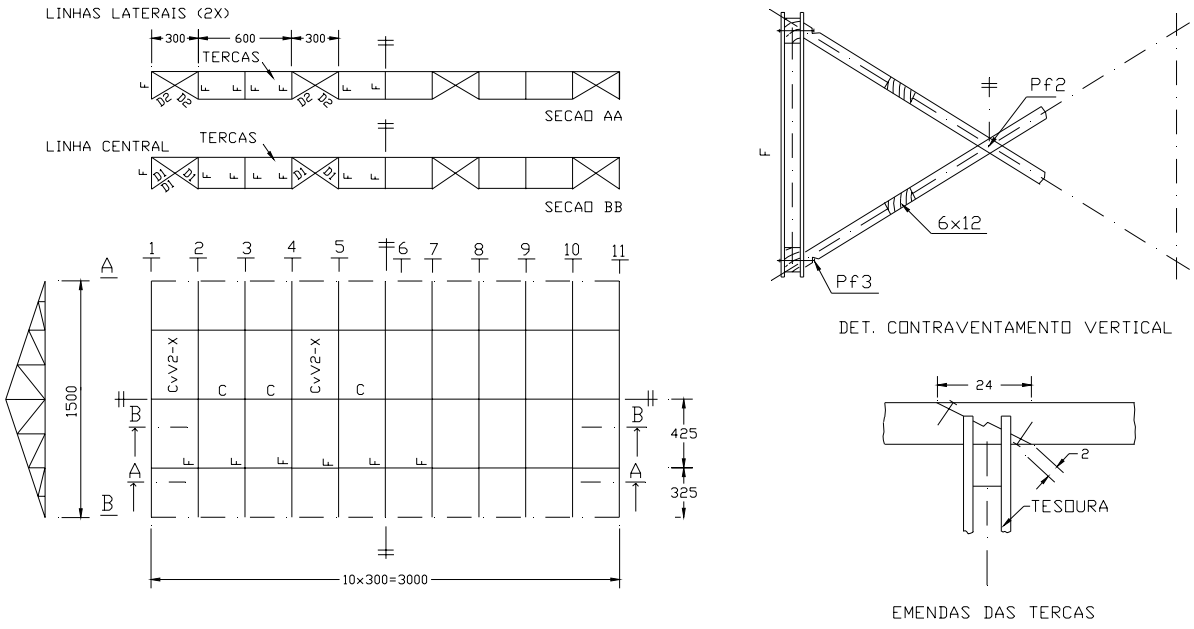


Figura 29 : Desenho de conjunto com os detalhes de contraventamento vertical (NBR7190:1997).

Os desenhos de detalhes são utilizados para representar minúcias necessárias à execução e arranjo de componentes (Figura 30). Eles podem incluir

plantas, elevações, seções e cortes, recomendando-se as escalas 1:1, 1:5, 1:10, 1:20 para a sua expressão gráfica.

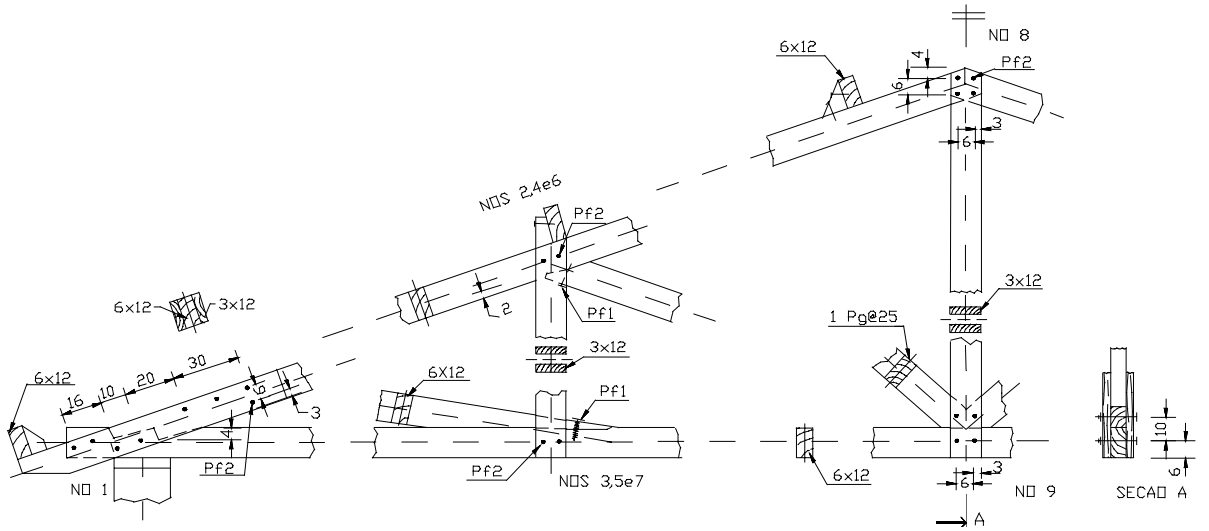


Figura 30 : Detalhes dos nós de ligação de uma tesoura (NBR7190:1997).

Os desenhos de montagem indicam as operações de construção da estrutura. Incluem um esquema geral do conjunto, em escala adequada à complexidade do arranjo (Figura 31).

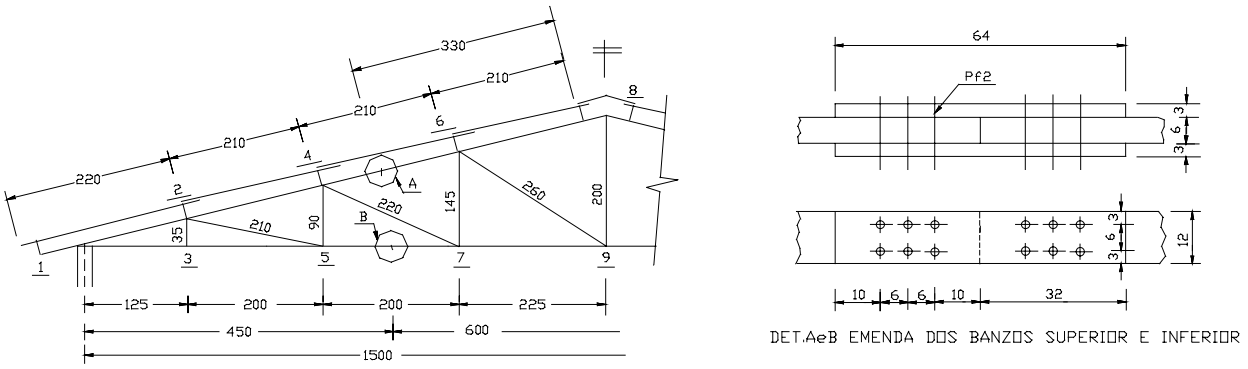


Figura 31 : Esquema geral da treliça e detalhes das emendas dos banzos superior e inferior (NBR7190:1997).

Os desenhos de projeto devem conter, de modo bem destacado, a identificação dos materiais a serem empregados (madeira, parafusos, pregos, arruelas, chapas metálicas) e as suas classes de resistências.

As peças estruturas devem ter a mesma identificação nos desenhos e no memorial justificativo. Devem conter também o desenho de conjunto com detalhes das ligações e contraventamentos.

O plano de execução, quando ele for necessário, deve conter a seqüência de execução e as juntas de montagem.

8. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS FLETIDAS

A verificação da segurança de peças fletidas consiste nas verificações dos estados limites últimos e dos estados limites de utilização. Nos estados limites últimos, são verificadas as tensões normais de tração e compressão, as tensões cisalhantes e a estabilidade lateral para vigas esbeltas. Nos estados limites de utilização, são verificadas as deformações e vibrações limites.

8.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA MOMENTO FLETOR

8.1.1. Flexão simples reta

Nas peças submetidas à flexão simples, o plano de incidência do carregamento coincide com um dos eixos principais de inércia e não sofrem efeito do esforço normal. Para peças com pelo menos um eixo de simetria, um eixo principal de inércia coincide com o eixo de simetria.

A verificação dos estados limites últimos de esmagamento da borda comprimida e ruptura da borda tracionada ficam garantidos respectivamente pelas condições:

$$\sigma_{c,d} = \frac{M_{sd}}{W_c} \leq f_{cd} \text{ e} \tag{8.1}$$

$$\sigma_{t,d} = \frac{M_{sd}}{W_t} \leq f_{td}, \tag{8.2}$$

onde $\sigma_{c,d}$ e $\sigma_{t,d}$ são, respectivamente, as tensões atuantes de cálculo nas bordas comprimida e tracionada da seção transversal considerada conforme a Figura 32 com W_c e W_t correspondentes aos respectivos módulos de resistência da seção transversal da peça, definidos por:

$$W_c = \frac{I}{y_c} \text{ e} \tag{8.3}$$

$$W_t = \frac{I}{y_t}, \tag{8.4}$$

I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante; f_{cd} e f_{td} são as resistência de cálculo à compressão e à tração, respectivamente.

Para cálculos das barras fletidas, adota-se para o vão teórico L o menor dos valores definidos a seguir:

$L \leq$ { - distância entre eixos apoiados;
- vão-livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão;
- não se consideram acréscimo maior que 10 cm.

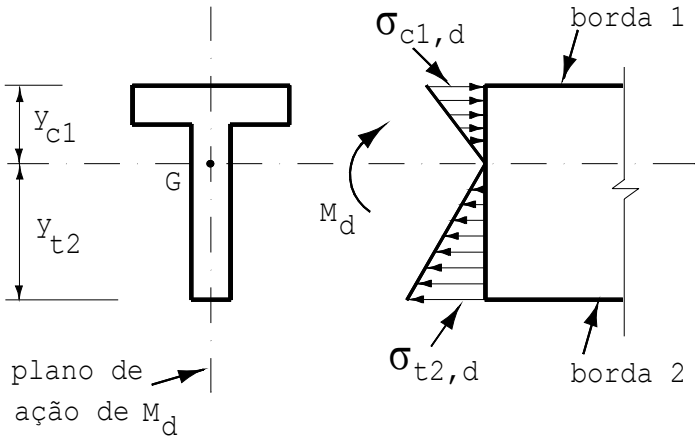


Figura 32: Tensões atuantes em peça seção T.

8.1.2. Flexão simples oblíqua

Verifica-se a condição de segurança nas peças submetidos à flexão simples oblíqua observando-se a mais rigorosa das condições expressas a seguir:

$$\frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1 \text{ e} \tag{8.5}$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1, \tag{8.6}$$

onde σ_{Mxd} e σ_{Myd} são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo às direções principais de seção transversal da peça; f_{wd} é a resistência de cálculo que, conforme a borda verificada, corresponde à tração ou à compressão; k_M é um coeficiente de correção correspondente à forma geométrica da seção transversal considerada:

Seção Retangular:	$k_M = 0{,}5$
Outras Seções:	$k_M = 1{,}0$

8.1.3. Estado limite último de instabilidade lateral

A estabilidade lateral de peças fletidas deve ser verificada por teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Nas vigas de seção retangular garante-se esta verificação quando:

- os apoios de extremidade da viga impedirem a rotação de suas seções externas em torno do eixo longitudinal da peça;

- existir um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados de uma distância menor ou igual a L_1, que também impeçam a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal da peça;

- atender a condição

$$\lambda_b = \frac{L_b}{b} \leq \lambda_o = \frac{E_{co,ef}}{\beta_M \cdot f_{co,d}}, \tag{8.7}$$

onde L_b é a distância entre os elementos de travamento; b é a largura da seção transversal da viga; β_M é um coeficiente de correção expresso por

$$\beta_M = \frac{1}{0{,}26\pi} \cdot \frac{\beta_E}{\gamma_{wc}} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0{,}63\right)^{1/2}}, \tag{8.8}$$

onde h é a altura da seção transversal da viga; β_E é um coeficiente de correção; γ_{wc} é um coeficiente de ponderação de resistência à compressão.

Para $\gamma_{wc} = 1{,}4$ e $\beta_E = 4$, a norma explicita os valores de β_M dados na Tabela 16.

Nas peças em que

$$\lambda_b = \frac{L_b}{b} > \lambda_o = \frac{E_{co,ef}}{\beta_M \cdot f_{cod}}, \tag{8.9}$$

devem ser satisfeitas as verificações de segurança para flexão simples reta com valor de σ_{cd}, atendendo a

$$\sigma_{cd} \leq \frac{E_{co,ef}}{\lambda_b \beta_M}. \tag{8.10}$$

Tabela 16: Coeficiente de correlação β_M

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

8.2. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

8.2.1. Estado limite último para esforço cortante na flexão simples reta

A condição de segurança em relação às tensões cisalhantes em peças submetidas à flexão com força cortante é expressa por

$$\tau_d \leq f_{vo,d}, \tag{8.11}$$

onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça; $f_{vo,d}$ é a resistência ao cisalhamento paralelo as fibras.

Em vigas com seção retangular de largura b e altura h, τ_d é expresso por

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{bh}, \tag{8.12}$$

onde v_d é o esforço cortante de cálculo.

Em vigas de altura h que recebem cargas concentradas e por sua vez geram tensões de compressão nos planos longitudinais, o calculo de τ_d utiliza um valor reduzido para o esforço cortante expresso por

$$V_{red} = V \cdot \frac{a}{2h}, \tag{8.13}$$

onde a é a distância do ponto de aplicação da carga ao eixo do apoio limitada por $a \leq 2h$.

Em vigas cuja seção transversal sofre bruscas variações decorrentes de entalhes (Figura 33), τ_d é dado por

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{bh} \cdot \left(\frac{h}{h_1} \right), \tag{8.14}$$

onde h_1 é a altura da seção mais fraca, ou seja, que sofreu redução por entalhe; h/h_1 é um fator de amplificação para τ_d, cujo valor se restringe $h/h_1 \leq 4/3$.

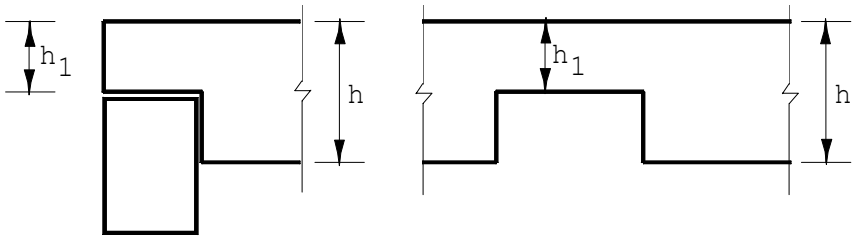


Figura 33: Variação de seção devido a entalhe (NBR 7190:1997).

Nos casos em que $h/h_1 \leq 4/3$, recomenda-se utilizar parafusos verticais dimensionados à tração axial obtida pela totalidade do esforço cisalhante atuante ou adotar variações de seção através do emprego de mísulas cujo comprimento seja maior ou igual a três vezes ao altura do entalhe, contudo, deve-se respeitar o limite absoluto $h/h_1 \leq 2$.

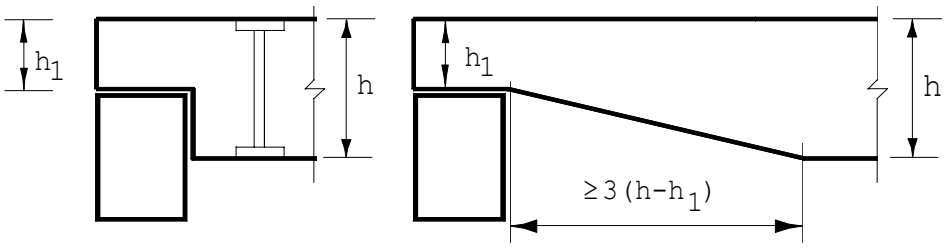


Figura 34: Variação de seção duplo T devido a entalhe (NBR 7190:1997).

8.2.2. Estado limite último para esforço cortante na flexão oblíqua

Recomenda-se, neste caso, determinar para o mesmo ponto as tensões cisalhantes para cada componente de esforço cortante V_{dx} e V_{dy} de acordo com a fórmula de Zuravischi, calculando em seguida a tensão tangencial resultante

$$\tau_{dy} = \frac{V_{dy} S_x}{I_x t}, \tag{8.15}$$

$$\tau_{dx} = \frac{V_{dx} S_y}{I_y t} \text{ e} \tag{8.16}$$

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^{\ 2} + \tau_{dy}^{\ 2}}\ . \tag{8.17}$$

8.3. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

8.3.1. Estados limites de deformações

8.3.1.1. Deformações limites para construções correntes

É verificado o estado limite de deformações excessivas que possam afetar a utilização normal da construção ou seu aspecto estético.

Para as ações permanentes, as flechas podem ser compensadas por contra-flechas dadas na construção. A flecha efetiva obtida com a combinação de ações do item 6.4.2.1 deve atender às seguintes limitações.

$$f_d \leq \begin{cases} \dfrac{1}{200} & do \quad vão \\ \\ \dfrac{1}{100} & comprimento \quad do \quad balanço \end{cases}$$

No caso de flexão oblíqua, permite-se atender os limites anteriores para cada plano de flexão isoladamente.

8.3.1.2. Deformações limites para construção com materiais frágeis não estruturais

É verificado o estado limite de deformações que possam causar danos aos materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura.

As flechas totais, obtidas com a combinação de média ou curta duração (ítens 6.4.2.2 e 6.4.2.3), incluindo efeito da fluência, têm seus valores limitados por

$$f \leq \begin{cases} \frac{1}{350} \text{ do vão} \\ \frac{1}{175} \text{ comprimento do balanço} \end{cases}$$

As flechas que correspondem somente às ações variáveis têm seus limites fixados em

$$f \leq \begin{cases} \frac{1}{300} \text{ do vão} \\ 1{,}5 \text{ cm} \\ \frac{1}{150} \text{ do comprimento do balanço} \end{cases}$$

8.3.1.3. Deformações limites para construções especiais.

As deformações têm seus limites estabelecidos pelo proprietário da construção ou por normas especiais referentes às mesmas.

8.4. ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES

Devem ser evitadas as vibrações excessivas nas estruturas através das disposições construtivas adequadas, de modo que assegure o conforto e a segurança dos usuários na utilização das mesmas;

Estruturas regularmente utilizadas, tais como pisos de residências e de escritórios, deve ser obedecido o limite de freqüência natural de vibração igual a 8 Hz. Em construções correntes, tal condição é satisfeita se a aplicação do carregamento correspondente à combinação de curta duração resultar uma flecha imediata que não exceda o valor de 1,5 cm.

8.5. EXEMPLO 1

Uma viga biarticulada de 6 cm de largura está submetida a um carregamento permanente distribuído de 65 daN/m e uma carga concentrada permanente de 130

daN, no ponto médio do vão de 420 cm. Calcular a altura necessária da viga, considerando madeira da classe C 40 e ações permanentes de grande variabilidade.

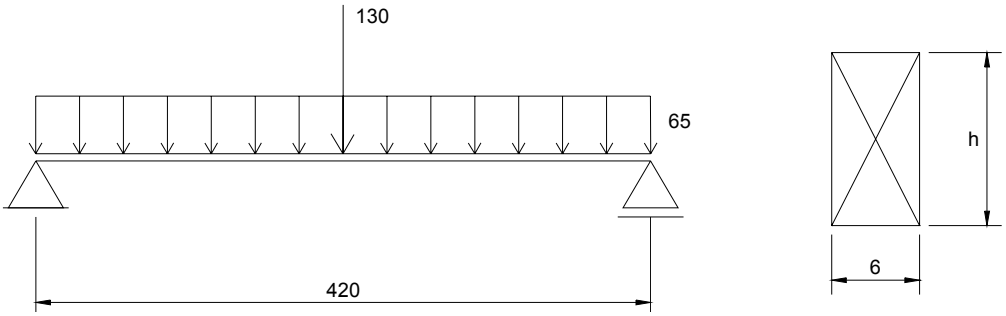
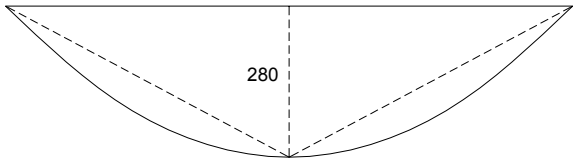


Figura 35: Viga bi-apoiada

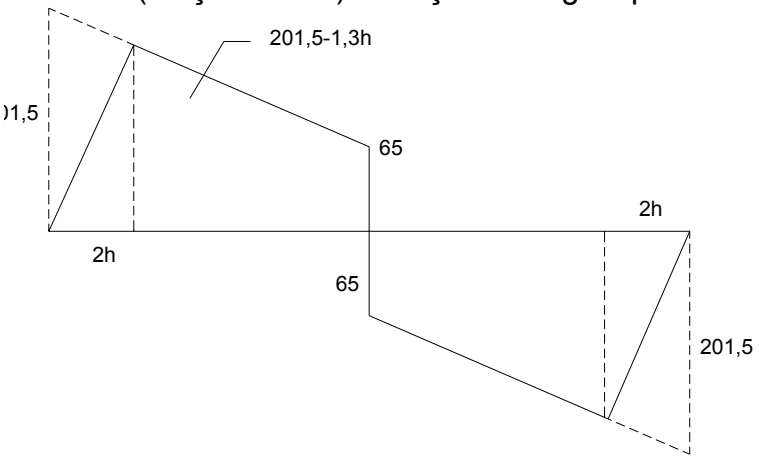
Esforços atuantes:

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:

Valores de cálculo:

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

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

Tensões:

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

$$\tau_{V_d} = \frac{3}{2}\frac{V}{bh} = \frac{3}{2}\frac{201{,}5}{6h} = \frac{50{,}4}{h}\ \frac{daN}{cm^2}$$

Condições de segurança

$$f_{wd} = k_{mo,d} \cdot \frac{f_{wk}}{\gamma_w}$$

$$f_{c0,d} = 0{,}56 \cdot \frac{400}{1{,}4} = 160\frac{daN}{cm^2}$$

Tensão Normal

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d} = \frac{39200}{h^2}$$

$$\sigma_{c0,d} \le f_{co,d} \Rightarrow \frac{39200}{h^2} \le 160 \quad \Rightarrow \quad h \ge 15{,}6\ cm$$

Cisalhamento

$$f_{v0,d} = 0{,}56 \cdot \frac{60}{1{,}8} = 18{,}7\frac{daN}{cm^2}$$

$$\tau_{vd} = \frac{50{,}4}{h}$$

$$\tau_{vd} \le f_{vd} \Rightarrow \frac{50{,}4}{h} \le 18{,}7 \quad \Rightarrow \quad h \ge 2{,}70\ cm$$

Flecha

$$u_{d,util} = \Sigma u_g + \Sigma \psi_2 u_q$$

$$u_{d,util} = \Sigma u_g$$

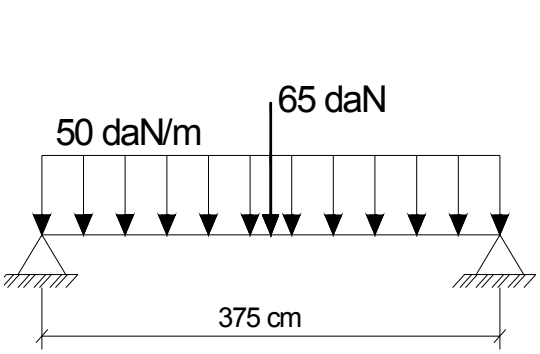
$$\frac{5F_{g1}L^4}{384E_{c0,ef}I} + \frac{F_{g2}L^3}{48E_{c0,ef}I} \le \frac{L}{200}$$

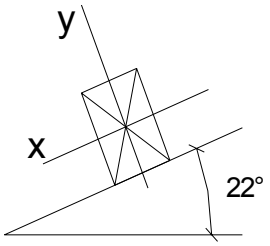
$$\frac{5(65)(420)^4}{380(19500)(6h^3/12)} + \frac{130(420)^3}{48(19500)(6h^3/12)} \le \frac{420}{200}$$

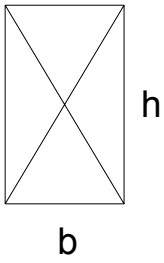
$$h \ge 109{,}41cm$$

8.6. EXEMPLO 2

Dimensionar uma terça submetida a uma carga permanente vertical distribuída de 50 daN/m e 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 C 60.







Esforços atuantes:

Na direção “x”:

$$M_{xd} = 1{,}4 \cdot (8149) + 1{,}4 \cdot (5650) \Rightarrow M_{xd} = 19319\ daNcm$$

$$\sigma_{xt} = \sigma_{xc} = \frac{19319 \cdot 12h}{bh^3 \cdot 2} = \frac{115914}{bh^2}$$

Na direção “y”:

$$M_{yd} = 1{,}4 \cdot (3292) + 1{,}4 \cdot (2283) \Rightarrow M_{yd} = 7805\ daNcm$$

$$\sigma_{M\,yt} = \sigma_{M\,yc} = \frac{7805 \cdot 12 \cdot b}{b^3 h \cdot 2} = \frac{115914}{b^2 h}$$

Valores de resistência:

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

Condições de segurança:

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

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

Adotando-se seção de 6 cm × 12 cm, tem-se

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

8.7. EXEMPLO 3

Para a seção adotada no exemplo 2, verificar a terça para o estado limite de utilização.

Combinações para construção corrente:

$F_{d,util} = \sum F_g + \sum \Psi_2 F_q$,

onde $\Psi_2 = 0{,}2 \Rightarrow$ Não há predominância de pesos de equipamentos fixos.

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

$F_x = 46{,}4 + 0{,}2 \cdot 60{,}3 = 46{,}4 + 12{,}1$

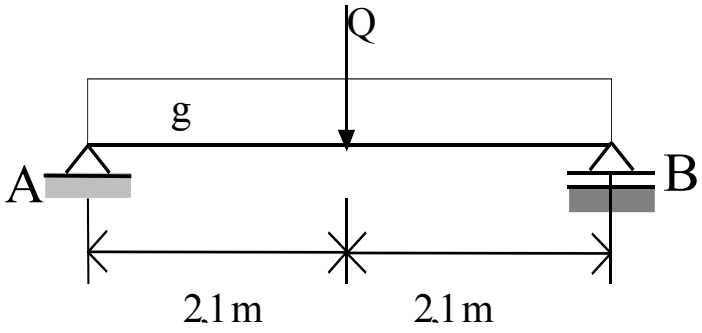
$F_y = 18{,}7 + 0{,}2 \cdot 24{,}2 = 18{,}7 + 4{,}9$

$$v_{x,d} = \frac{5}{384}\frac{F_{gx,d}L^4}{E_{c0,ef}I} + \frac{1}{48}\frac{F_{qx,d}L^3}{E_{c0,ef}I} \leq \bar{v} = \frac{L}{200} \Rightarrow 1{,}03 + 019 = 1{,}14\ cm < 1{,}88\ cm \text{ OK!}$$

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

8.8. EXERCÍCIO DE FLEXÃO SIMPLES

Verificar a viga em angelim pedra que será executada em local com classe de umidade 2, sabendo que a ação permanente é de grande variabilidade e que as ações variáveis são causadas por sobrecargas acidentais. Angelim pedra ($f_{c0,k}$ = 59,8 MPa; $E_{c0,m}$ = 12912 MPa), a seção transversal é de 6 cm x 16 cm, os carregamentos atuantes são dados pelo peso próprio e o piso (g = 65 daN/m) e a sobrecarga (Q = 130 daN). K_{mod} = 0,56.



Roteiro:

Cálculo da combinação de carregamentos normais para estado limite último e estado limite de utilização

Verificação de cada um dos três critérios de projeto de peças submetidas à flexão simples:

Tensões normais $\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$ $\sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d}$

γ_c = 1,4 solicitação de compressão;

Tensão de cisalhamento: $\tau_d \leq f_{v0,d}$

γ_v = 1,8 solicitação de cisalhamento;

Deformações limites: u_{ef} = combinação de estado limite de utilização entre $u_G+u_Q \leq u_{lim}$, onde u_{lim} é dado por L/200 nos vãos e L/100 nos balanços;

Uma vez que todas as condições de segurança para flexão simples sejam atendidas (tensões normais, tensões de cisalhamento e deformações limites), a peça pode ser classificada como segura de acordo com a NBR7190/97.

9. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

9.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nas barras comprimidas axialmente os estados limites últimos se configuram pelo esmagamento das fibras, como nas barras denominadas de curtas, ou por instabilidades associadas a efeitos de segunda ordem provocados por flambagem típica de Euler, também conhecida como flambagem por flexão, no caso das peças esbeltas e semi-esbeltas.

9.1.1. Peças curtas: λ≤ 40

Uma peça é denominada de curta quando apresenta índice de esbeltez menor ou igual a 40. A forma de ruptura caracteriza-se por esmagamento da madeira e a condição de segurança da NBR 7190/97 é expressa por:

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A_W} \leq f_{cd}, \tag{9.1}$$

onde σ_{cd} é a tensão de cálculo devida à solicitação dos esforços de compressão; A_w é a área bruta da seção transversal; N_{sd} o esforço normal solicitante de cálculo; f_{cd} é a resistência de cálculo aos esforços de compressão.

O índice de esbeltez de barra de barra comprimida é definido por

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}}, \tag{9.2}$$

onde λ é o índice de esbeltez; L_0 é o comprimento de flambagem; $r_{mín}$ é o raio de giração mínimo.

O comprimento de flambagem L_0 é igual ao comprimento efetivo da barra, não se permitindo reduções em peças com extremidades indeslocáveis, no caso de peças engastadas em uma extremidade e livres na outra → $L_0 = 2L$

9.1.2. Peças semi-esbeltas: 40 < λ ≤ 80

A forma de ruptura das peças medianamente esbeltas pode ocorrer por esmagamento da madeira ou por flexão decorrente da perda de estabilidade.

A NBR 7190/97 não considera, para peças medianamente esbeltas, a verificação de compressão simples, sendo exigida a verificação de flexo-compressão no elemento mesmo para carga de projeto centrada. É um critério que estabelece a consideração de possíveis excentricidades na estrutura, não previstas no projeto. A verificação deve ser feita isoladamente nos planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural.

A condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade impõe a relação para o ponto mais comprimido da seção transversal, aplicada isoladamente nos planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1\,, \tag{9.3}$$

onde σ_{Nd} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão e σ_{Md} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d , calculado pela excentricidade e_d prescrita pela norma.

σ_{nd} é definido como sendo o valor de cálculo da tensão devido ao esforço normal de compressão $\frac{N_{sd}}{A_w}$.

σ_{Md} é definido como sendo o valor de cálculo da tensão de compressão devido ao momento fletor $\frac{M_d}{W}$, expresso por

$$M_d = N_d \cdot e_d\,, \tag{9.5}$$

onde e_d é definida como sendo a excentricidade de cálculo expresso por

$$e_d = e_1\left(\frac{N_E}{N_E - N_d}\right), \tag{9.6}$$

e e_1 é a excentricidade de primeira ordem, expressa por

$$e_1 = e_i + e_a\,, \tag{9.7}$$

sendo e_a uma excentricidade acidental em virtude das imperfeições geométricas da barra, com valor máximo dado por

$$e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30}\,, \tag{9.8}$$

e e_i uma excentricidade decorrente dos valores de cálculo M_{1d} e N_d;

$$e_i = \frac{M_{1d}}{Nd} \geq \frac{h}{30}. \tag{9.8}$$

h é a altura seção transversal na direção referente ao plano de verificação.

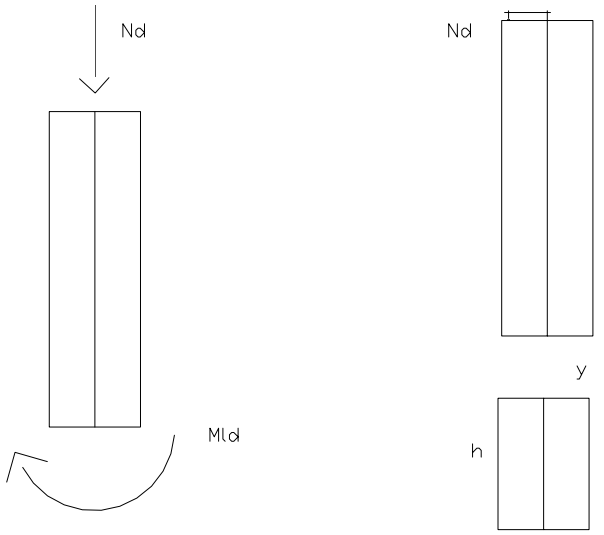


Figura 36: Peça comprimida

N_E é a força crítica de Euler expressa por

$$N_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} \cdot I}{L_0^2}, \tag{9.9}$$

sendo I o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança.

9.1.3. Peças esbeltas: λ > 80

A forma de ruptura das peças esbeltas ocorre por flexão causada pela perda de estabilidade lateral. Neste caso, a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade impõe a relação

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1, \tag{9.10}$$

definindo-se

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef}\left(\frac{N_E}{N_E - N_d}\right), \tag{9.11}$$

onde e_{1ef} é a excentricidade efetiva de 1ª ordem, expressa por

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c, \tag{9.13}$$

e_a é a excentricidade acidental mínima com valor ≥ h/30 ou L_0 / 300; e_c é a excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira, expressa por:

$$e_c = \left(e_{ig} + e_a\right)\left\{\exp\left[\frac{\Phi\left(N_{gk} + \left(\Psi_1 + \Psi_2\right)N_{qk}\right)}{N_E - \left[N_{gk} + \left(\Psi_1 + \Psi_2\right)N_{qk}\right]}\right] - 1\right\}, \quad (9.14)$$

$$\Psi_1 + \Psi_2 \leq 1,$$

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

N_{gk} e N_{qk} são valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente; $M_{1g,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes; Φ é o coeficiente de fluência relacionado às classes de carregamento e de umidade, exposto na Tabela 17.

Tabela 17: Coeficientes de fluência Φ

	Classes de Umidade	
Classes de Carregamento	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

9.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Além dos critérios de vibrações excessivas já citados no Capítulo 8 deve-se impor limitação máxima na esbeltez de barras comprimidas correspondente ao comprimento máximo de 40 vezes a menor dimensão da seção transversal. No caso de seções retangulares implica em considerar

$$\lambda_{\max} = \frac{L_f}{r} = \frac{40b\sqrt{12}}{b} = 138{,}5 \approx 140\,. \quad (9.15)$$

9.3. EXEMPLO 4

Verificar se uma barra de treliça, L_0 = 133 cm, seção transversal de 2 (3 cm x 12 cm), é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente: - 675 daN

Vento de pressão: -294 daN

Considerar: Dicotiledônea – classe C 60.

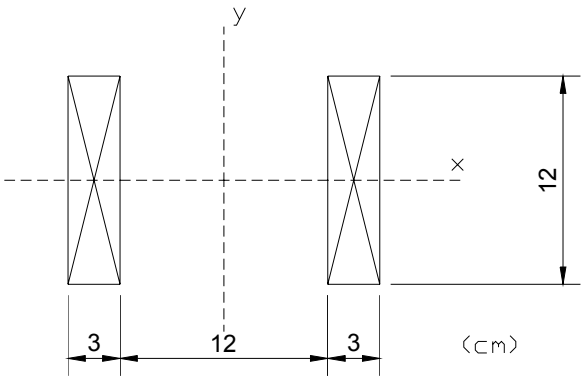
Propriedades geométricas:

A=72 cm^2

$I_{mín}$=864 cm^4

$i_{mín}$ =3,46 cm

λ = 38 < 40 – Peça curta



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

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

Não existe ação variável secundária
Coeficientes:

γ_g = 1,4 (Ação permanente de grande variabilidade)

γ_Q = 1,4 (Ação variável – normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

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

Propriedades da madeira

Cálculo de $f_{c0,d}$

$$f_{c,0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

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

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

Vento: Longa duração → $K_{mod,1}$ = 0,70

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

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

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

Madeira de 2ª categoria → $K_{mod,3}$ = 0,8

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

γ_W → Função do tipo de solicitação

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

Madeira classe C 60 → $f_{c0,k} = 600$ daN/cm^2

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

Tensão atuante:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{1254}{72} \Rightarrow \sigma_{c,0,d} = 17,4\frac{daN}{cm^2}$$

Verificação:

$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c0,d} \Rightarrow 17,4 \leq 240$ **OK!**

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

9.4. EXEMPLO 5

Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo, $L_0 = 169$ cm, seção transversal 2 (6 cm x 12 cm), é suficiente para resistir a uma solicitação de:

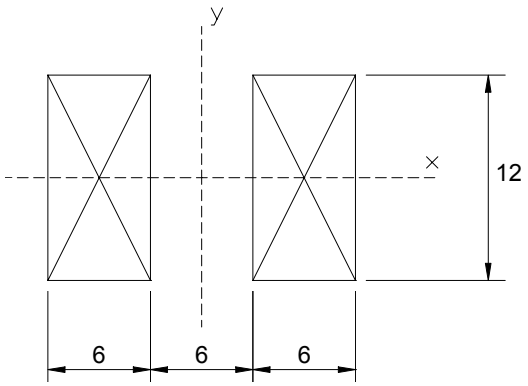
Carga permanente = -7097 daN

Vento de pressão = -31148 daN

Considerar: Madeira: Dicotiledônea – classe C 60

Propriedades geométricas:

A = 144 cm^2
$I_{mín}$ = 1728 cm^4
$i_{mín}$ = 3,46 cm



Combinação das ações: Permanente + Vento = Comb. Última normal

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

Não existe ação variável secundária

Coeficientes:

γ_g = 1,4 (Ação permanente de grande variabilidade)

γ_Q = 1,4 (Ação variável – normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

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

Propriedades da madeira:

Cálculo de $f_{c0,d}$:

$$f_{c,0,d} = K_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

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

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

Vento: Longa duração → $K_{mod,1}$ = 0,70

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

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

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

Madeira de 2ª categoria → $K_{mod,3}$ = 0,8

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

γ_W → Função do tipo de solicitação

Compressão (E.L.U.) → γ_{WC} = 1,4

Madeira classe C 60 → $f_{c0,k}$ = 600 daN/cm^2

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

Tensões atuantes

Devido à força normal:

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

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

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

Portanto deve-se determinar o valor da excentricidade de cálculo "e_d":

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

$e_1 = e_i + e_a$, Soma das excentricidades inicial e acidental.
F_E; N_d → Carga crítica de Euler e carga atuante.

No caso de treliças: $e_i = 0$;

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

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

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

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

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

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

$$\sigma_{Md} = \frac{8871}{1728} 6 = 31 \frac{daN}{cm^2}$$

Verificação da estabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1{,}0 \Rightarrow \frac{92}{240} + \frac{31}{240} = 0{,}51 < 1 \textbf{ OK!}$$

9.5. EXEMPLO 6

Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo, L_0 = 169 cm, seção transversal 6 cm x 16 cm, é suficiente para resistir a uma solicitação de:

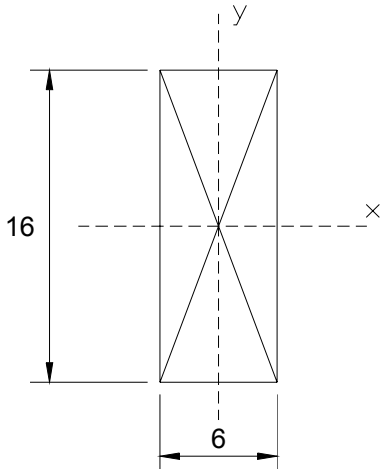
Carga permanente = -2.400 daN

Vento de pressão = -564 daN

Considerar: Madeira: Dicotiledônea – classe C 60

Propriedades geométricas:

$A = 96\ cm^2$
$I_{mín} = 288\ cm^4$
$i_{mín} = 1,73\ cm$
$\lambda = 98 > 80 \rightarrow$ Peça esbelta



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

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

Não existe ação variável secundária

Coeficientes:

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

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

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

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

Propriedades da madeira:

Cálculo de $f_{c0,d}$:

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

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

$K_{mod,1}$ = Função da ação variável principal e classe de carregamento
Vento: Longa duração → $K_{mod,1} = 0,70$

$K_{mod,2}$ = Função da classe de umidade e tipo de material
Classe de umidade 1; Madeira serrada → $K_{mod,2} = 1,0$

$K_{mod,3}$ = Categoria da madeira
Madeira de 2ª categoria → $K_{mod,3} = 0,8$

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

$\gamma_W \rightarrow$ Função do tipo de solicitação
Compressão (E.L.U.) → $\gamma_{WC} = 1,4$

Madeira classe C 60 → $f_{c0,k}$ = 600 daN/cm^2

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

Tensões atuantes:

Devido à força normal:

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

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

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

O valor da excentricidade é:

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

e_i = 0

e_a = L_0/300 = 0,56 cm

$$e_c = \left(e_{ig} + e_a\right)\left(e^c - 1\right)$$

$$c = \frac{\phi\left[N_{gk} + \left(\psi_1 + \psi_2\right)\cdot N_{qk}\right]}{F_E - \left[N_{gk} + \left(\psi_1 + \psi_2\right)\cdot N_{qk}\right]}$$

F_E = 13654 daN

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

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

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

Verificação da estabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1{,}0 \Rightarrow \frac{41}{240} + \frac{39}{240} = 0{,}33 < 1 \text{ v}$$

9.6. EXEMPLO 7

Qual a força máxima acidental que pode ser aplicada no pilar de peroba rosa da Figura 37, sabendo que a força permanente vale N_{gk} = 16.000 daN? Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,k}$ = 295 daN/cm^2 (peroba rosa)

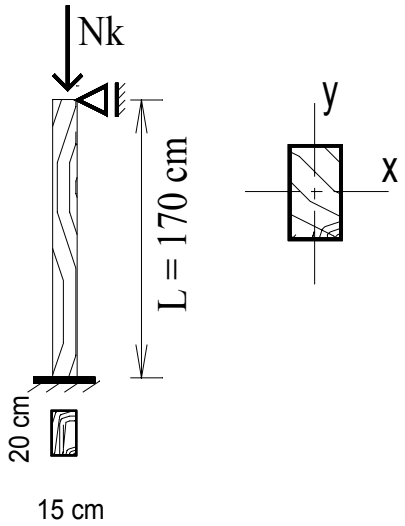


Figura 37 : Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de Estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta

Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{L_0}{i_x} = \frac{L_0}{\sqrt{I_x / A}} = \frac{170cm}{\sqrt{\frac{15.20^3}{12} / 15.20}} = 29,4$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{L_0}{\sqrt{I_y / A}} = \frac{170cm}{\sqrt{\frac{20.15^3}{12} / 15.20}} = 39,3$$

Índice de esbeltez mais crítico: $\lambda_y > \lambda_x$ $\lambda_y = 39,3$

Classificação da esbeltez: Peça curta $0 < \lambda \leq 40$

Critério de verificação para peça curta: $\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d}$

Combinação de carregamentos normal para estado limite último:

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

N_{gk} = 16.000 daN ação permanente (γ_g = 1,4)

N_{qk} = ? ação variável (γ_q = 1,4)

$N_d = \gamma_g N_{gk} + \gamma_q N_{qk}$

N_d = 1,4.16.000 daN + 1,4. N_{qk}

Cálculo de $f_{co,d}$:

$$f_{co,d} = k_{\mathrm{mod}} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{\mathrm{mod},1}.k_{\mathrm{mod},2}.k_{\mathrm{mod},3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot \frac{295}{1{,}4} = 148\ daN/cm^2$$

sendo

$k_{mod,1}$ = 0,7 madeira serrada, para cargas de longa duração ;

$k_{mod,2}$ = 1,0 madeira serrada, para classe de umidade (2) ;

$k_{mod,3}$ = 0,8 madeira de 2ª categoria (não submetida a ensaio específico) ;

γ_c = 1,4 solicitação de compressão

Aplicação do critério da NBR7190/97:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{1{,}4 \cdot (16.000\ daN + N_{qk})}{15 \cdot 20\ cm^2}$$

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

$$\frac{1{,}4 \cdot (16.000 + N_{qk})}{300} \leq 118 \text{ daN/cm}^2$$

$N_{qk} \leq 9.285{,}7$ daN Carga acidental máxima

Resposta: Força máxima acidental no pilar é **9.285 daN**

9.7. EXEMPLO 8

Verificar pilar de peroba rosa da Figura 38, sabendo que a ação permanente vale N_{gk} = 2080 daN e a ação variável causada pelo efeito do vento vale N_{qk} = 520 daN. Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade.A resistência e a rigidez da madeira são: $f_{c0,k}$ = 295 daN/cm^2 $E_{c0,m}$ = 146.740 daN/cm^2.

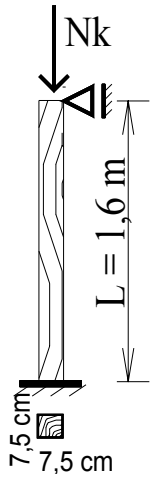


Figura 38: Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta?

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} = \frac{160cm}{\sqrt{\frac{7{,}5^4}{12}\Big/7{,}5^2}} = 74$$

Peça medianamente esbelta $40 < \lambda \leq 80$

Critério de verificação para peça medianamente esbelta:

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

onde $M_d = N_d \cdot e_d$

Excentricidade e_d :

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

onde $e_1 = e_i + e_a$

e_i (excentricidade inicial) e e_a a excentricidade acidental.

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

para casos em que M_{1d} é diferente de zero, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

e_a é dada por

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

A carga crítica de Euler é dada por

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

Cálculo de $f_{co,d}$ e $E_{c0,ef}$:

$$f_{co,d} = k_{mod} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{mod,1} . k_{mod,2} . k_{mod,3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = (0,7) . (1,0) . (0,8) \frac{295}{1,4} = 118 daN/cm^2,$$

sendo

$k_{mod,1}$ = 0,7 madeira serrada, para cargas de longa duração

$k_{mod,2}$ = 1,0 madeira serrada, para classe de umidade (2) ;

$k_{mod,3}$ = 0,8 madeira de 2ª categoria

γ_c = 1,4 solicitação de compressão

Cálculo do módulo de elasticidade

$$E_{c0,ef} = k_{mod1} k_{mod2} k_{mod3},$$

$$E_{c0,m} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times 146740 \ daN/cm^2 = 82174 \ daN/cm^2$$

Combinação de carregamentos normal:

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

N_{gk} = 2080 daN - ação permanente (γ_g = 1,4)

N_{qk} = 520 daN - ação variável causada pelo efeito do vento (ação variável de curta duração) (γ_q = 1,4)

$$N_d = \gamma_g N_{gk} + 0,75 \gamma_q N_{qk},$$

N_d = 3458 daN

No caso em análise, M_{1d} é nulo pois a força de compressão está centrada na seção do pilar. $e_i = \frac{h}{30} = \frac{7,5 cm}{30} = 0,25 cm$

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

Carga crítica F_E = 8.353 daN

$e_1 = e_i + e_a = 0,25 + 0,53 = 0,78$ cm

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,53cm,$$

$$e_d = e_1\left(\frac{F_E}{F_E - N_d}\right) = 1,33\ cm$$

$M_d = N_d \cdot e_d = 3.458$ daN . 1,33 cm = 4.599 daN.cm

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{3.458daN}{7,5^2} = 61,5daN/cm^2,$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d.y}{I_x} = \frac{4.599\ daN.cmx7,5cm/2}{7,5^4/12} = 65,4\ daN/cm^2$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{61,5}{118} + \frac{65,4}{118} = 1,07 > 1$$

Não verifica! Para que a coluna atenda o critério de segurança da norma brasileira é preciso aumentar a seção transversal.

9.8. EXEMPLO 9

Verificar o pilar de peroba rosa submetida às cargas conforme ilustra a Figura 39. Considerar o carregamento de longa duração, a madeira usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. A resistência e a rigidez da madeira são: $f_{c0,k}$ = 295 daN/cm^2; $E_{c0,m}$ = 146740 daN/cm^2; N_{gk} = 1300 daN (ação permanente); N_{qk} = 340 daN (ação variável)

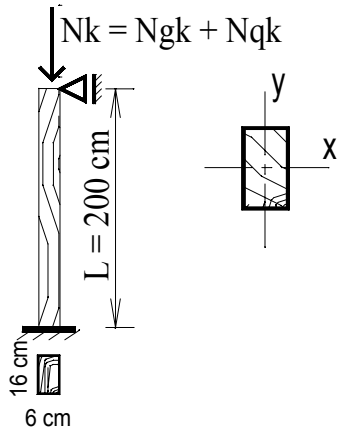


Figura 39 : Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de Estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta.

Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{L_0}{i_x} = \frac{L_0}{\sqrt{I_x / A}} = \frac{200cm}{\sqrt{\frac{6.16^3}{12} / 6.16}} = 43,3$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{L_0}{\sqrt{I_y / A}} = \frac{200cm}{\sqrt{\frac{16.6^3}{12} / 6.16}} = 115,5$$

Índice de esbeltez mais crítico: $\lambda_y > \lambda_x$ $\lambda_y = 115,5$

Classificação da esbeltez: Peça esbelta $80 < \lambda \leq 140$

Critério de verificação:

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

sendo

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

onde F_E é a carga crítica de Euler ; $e_{1,ef}$ é excentricidade efetiva.

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

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

e_i é a excentricidade inicial ; e_a é a excentricidade acidental e e_c é a excentricidade devida à fluência.

$$e_i = \frac{M_{1,d}}{N_d} = \frac{M_{1_g,d} + M_{1_q,d}}{N_d} \geq \frac{h}{30}$$

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

$M_{1q,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor devido às ações variáveis.

A excentricidade acidental é dada por $e_a = \frac{L_0}{300}$.

A excentricidade devida à fluência é dada por

$$e_c = (e_{ig} + e_a)\{e^c - 1\} \text{ com}$$

$$c = \frac{\phi[N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}]}$$

$\psi_1 + \psi_2 \leq 1$

N_{gk} valor característico da força normal devida às cargas permanentes

N_{qk} valor característico da força normal devida às cargas variáveis

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

Cálculo de $f_{co,d}$ e $E_{c0,ef}$:

$$f_{co,d} = k_{mod} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{mod,1}.k_{mod,2}.k_{mod,3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times \frac{295}{1,4} = 118\ daN/cm^2$$

sendo

$k_{mod,1}$ = 0,7 madeira serrada, para cargas de longa duração

$k_{mod,2}$ = 1,0 madeira serrada, para classe de umidade (2)

$k_{mod,3}$ = 0,8 madeira de 2ª categoria

γ_c = 1,4 solicitação de compressão

$$E_{c0,ef} = k_{mod1}\, k_{mod2}\, k_{mod3}$$

$$E_{c0,m} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times 146740\ daN/cm^2 = 82174\ daN/cm^2$$

Combinação de carregamentos normal:

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

N_{gk} = 1300 daN ação permanente (γ_g = 1,4)

N_{qk} = 340 daN ação variável (γ_q = 1,4)

$$N_d = \gamma_g N_{gk} + \gamma_q N_{qk}$$

N_d = 2296 daN

No caso em análise, M_{1d} é nulo pois a força de compressão está centrada na seção do pilar. Logo $e_i = \frac{h}{30} = \frac{6\,cm}{30} = 0,20\ cm$

Como está sendo verificada a esbeltez λ_y : $F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I_y}{L_0^2}$

Carga crítica F_E = 5.839,4 daN

$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c = 0,20 + 0,67 + 0,21 = 1,08$ cm

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,67cm$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a)\{e^c - 1\} = (0 + 0,67)\{e^{0,27} - 1\} = 0,21\text{cm}$$

$$c = \frac{\phi[N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2)N_{qk}]} = 0,27$$

$\psi_1 = 0,3$ $\psi_2 = 0,2$ $\phi = 0,8$ Classe de umidade (2) ação de longa duração

$$M_d = N_d . e_{1,ef}\left(\frac{F_E}{F_E - N_d}\right) = 4086,4\ daN.cm$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{2296\ daN}{6 \times 16} = 23,9\ daN/cm^2$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d . x}{I_y} = \frac{4086,4\ daN.cm \times 3\ cm}{\frac{16 \times 6^3}{12}} = 42,6\ daN/cm^2$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{23,9}{118} + \frac{42,6}{118} = 0,56 \leq 1 \text{ OK !}$$

Resposta: A coluna de peroba rosa nas condições indicadas satisfaz o critério de segurança de estado limite último da norma brasileira.

10. DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS

As peças de madeira submetidas a um esforço axial de tração apresentam comportamento elasto-frágil até à ruptura, sem a ocorrência de valores significativos de deformações antes do rompimento. Nas estruturas, a tração paralela às fibras ocorre principalmente nas treliças e nos tirantes de madeira.

10.1. ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nas barras tracionadas axialmente os estados limites últimos se configuram por ruptura das fibras na seção líquida, ou na seção bruta quando não houver furos, com o material seguindo um comportamento elasto-frágil e a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{td}\,, \tag{10.1}$$

onde σ_{td} é a tensão solicitante de cálculo decorrente do esforço de tração; f_{td} a resistência de cálculo à tração; A_{wn} é a área líquida da seção; N_{sd} o esforço normal solicitante de cálculo.

$$f_{td} = k_{\mathrm{mod}} \cdot \frac{f_{tk}}{1{,}8}\,, \tag{10.2}$$

sendo $f_{td} = f_{t0,d}$ para fibras com inclinação em relação ao eixo da barra; $f_{td} = f_{t\alpha,d}$ para fibras com inclinação em relação ao eixo da peça, com a redução da resistência dada pela fórmula de Hankinson:

$$f_{t\varphi\varphi,} = \frac{f_{t0,d} \cdot f_{t90,d}}{f_{t0,d} \cdot sen^2\alpha + f_{t90,d} \cdot \cos^2\alpha}\,. \tag{10.3}$$

O item 10.3 da NBR7190/97 limita a esbeltez máxima de peças tracionadas em $\lambda = 173$.

10.1.1. Determinação da área líquida em ligações com pinos

A área útil deve considerar a redução por furos ou entalhes na seção quando a redução da área resistente for superior a 10% da peça íntegra. Considera-se neste item somente as barras de seção retangular h x t (Figura 40)

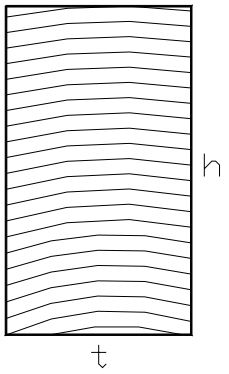


Figura 40: Secção transversal de uma barra tracionada

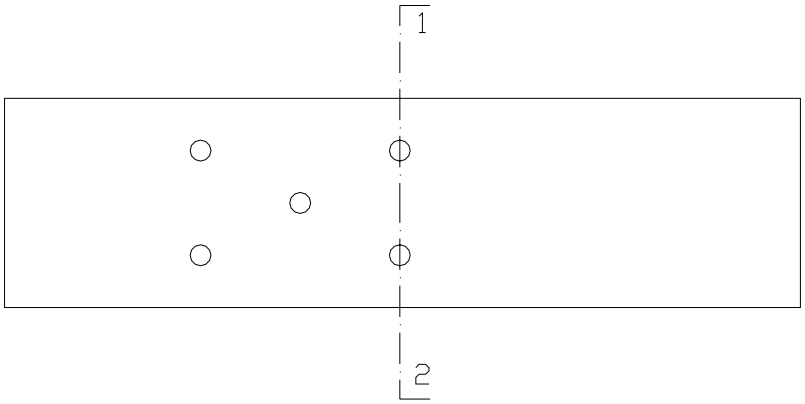
10.1.2. Seção transversal reta:

$$A_w = A_w - n \cdot A_f \,, \tag{10.4}$$

sendo A_w = área bruta da seção = h. t; n = número de furos da seção; A_f = área de um furo.

$$A_f = t \cdot df \,. \tag{10.5}$$

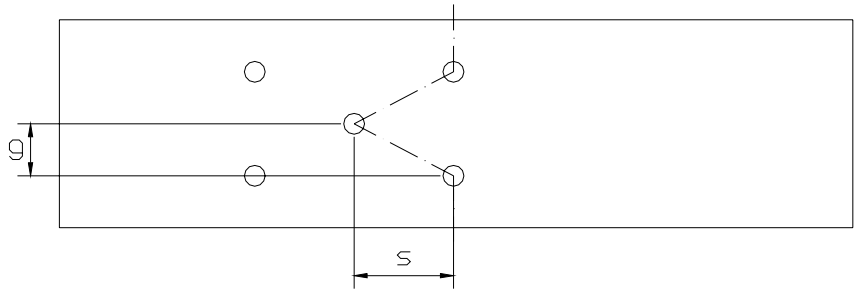
$$df = \begin{cases} d + 0{,}5\ mm, para\ \ parafusos \\ d, para\ \ pregos \end{cases}$$



10.1.3. Seção transversal ziguezague

$$A_{wn} = A_w - A_f \{1 + (n-1)[(4/3) - (s/g)]\}, \quad (10.6)$$

sendo s = projeção do segmento inclinado no eixo da barra; g = projeção transversal do segmento inclinado; n = número de furos do percurso ziguezague



$$A_{wn} = A_w - A_f \{1 + 2[(4/3) - (s/g)]\}, \quad (10.7)$$

10.2. ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Além das verificações das deformações da estrutura completa, recomenda-se limitar a esbeltez da peça tracionada correspondente ao comprimento máximo de 50 vezes a menor dimensão da seção transversal:

$$\lambda_{máx} = \frac{L}{r} = \frac{50t}{t/\sqrt{12}} = 50\sqrt{12} \cong 173, \quad (10.8)$$

Evita-se, com esta limitação, o aparecimento de vibrações excessivas em conseqüência de ações transversais não previstas no dimensionamento da barra.

10.3. EXEMPLO 8: SITUAÇÃO DURADOURA DE PROJETO.

A linha de uma tesoura está submetida ao esforço solicitante de cálculo Nsd = 50 kN, verifique se a seção 7,5 cm x 10 cm atende a este esforço e se a quantidade de parafusos é suficiente (Figura 41), considerando:

a) Conífera classe C-30;
b) Carregamento de longa duração;
c) Classe 4 de umidade
d) Peças de 2ª categoria;
e) Parafusos de diâmetro 12,5 mm com tensão de escoamento f_y = 250 MPa

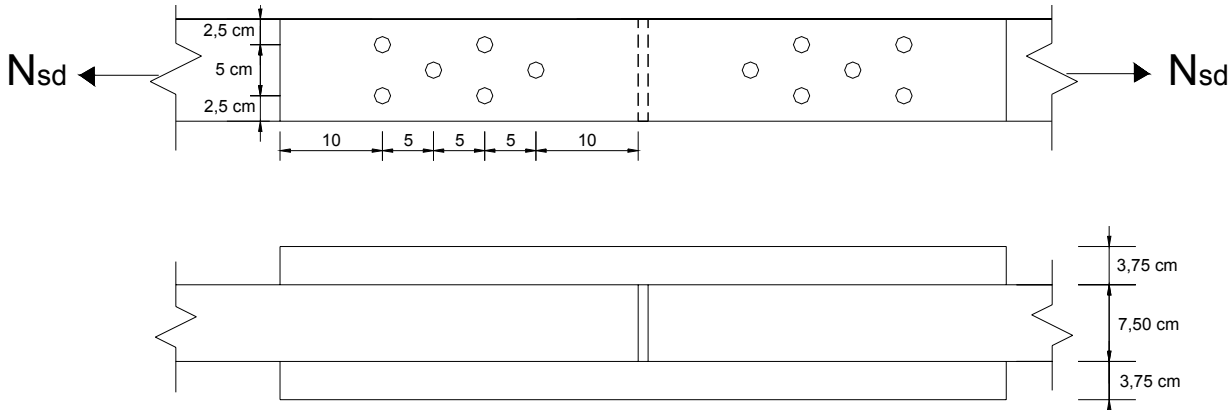


Figura 41: Esquema da ligação

Solução:

$$k_{mod} = k_{mod1}.k_{mod2}.k_{mod3} = 0,7.0,8.0,8 \cong 0,45$$

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c0,k}}{\gamma_{wc}} = 0,45 \times \frac{30}{1,4} = 9,64 \text{ MPa}$$

$$d_r = d + 0,5 \text{ mm} = 12,5 + 0,5 = 13 \text{ mm}$$

$$A_r = t \cdot d_r = 7,5 \times 1,3 = 9,75 \ cm^2$$

Seção reta

$$A_w = A_w - n \cdot A_f = 7,5 \times 10 - 2 \times 9,75 = 55,5 \text{ cm}^2$$

Seção ziguezague

$$A_{wn} = A_w - A_f \left[1 + (n-1)\left(\frac{4}{3} - \frac{s}{g} \right) \right] = 75 - 9,75 \left[1 + 2\left(\frac{4}{3} - \frac{5}{2,5} \right) \right] = 78,25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{td} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} = \frac{50}{55,5} = 0,90 \ \frac{kN}{cm^2} = 9 \text{ MPa} < f_{t0,d} = 9,64 \text{ MPa} \qquad \text{Ok!}$$

Verificação dos parafusos:

$$t = t_1 = \frac{t_2}{2} = \frac{7,5}{2} = 3,75 \ cm$$

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3,75}{1,25} = 3$$

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} = 9,64 \ MPa$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{250}{1,1} = 227,27 \ MPa$$

$$\beta_{\lim} = 1{,}25\sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{e0,d}}} = 1{,}25\sqrt{\frac{227{,}27}{9{,}67} = 6{,}06}$$

$$\beta < \beta_{\lim}$$

$$R_{vd} = 2 \times 0{,}40 \frac{t^2}{\beta} f_{e0,d} = 2 \times 0{,}40 \frac{3{,}75^2}{3} 0{,}964 = 3{,}62\ kN$$

$$N_{Rd} = 6 \times R_{vd} = 6 \times 3{,}62 = 21{,}72\ kN < N_{sd} = 50\ kN$$ **Não atende!**

10.4. EXEMPLO 9

O detalhe da figura representa a ligação entre o banzo superior e inferior, chamada ligação de extremidade, para uma treliça de **Jatobá** (Figura 42). Os esforços normais de cálculo nas peças estão identificados a seguir. Pede-se a verificação do estado limite último para a barra tracionada da ligação de extremidade. Considerar carregamento de longa duração, a madeira de 2ª categoria, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,m}$ = 93,3 MPa ; Esforços Barra 1-10: N_{gk} = + 2.386 daN (perm.); N_{qk} = + 1.235 daN (vento); θ = 23º.

Resposta: $\sigma_{t0,d}$ = 85,9 daN/cm^2 $\leq f_{t0,d}$ = 261 daN/cm^2 OK!

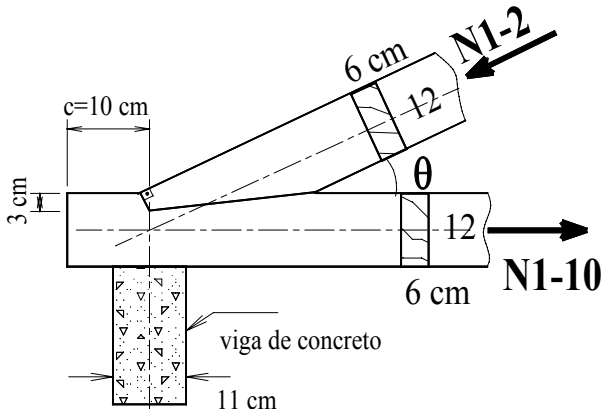


Figura 42: Detalhe do nó da ligação

11. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

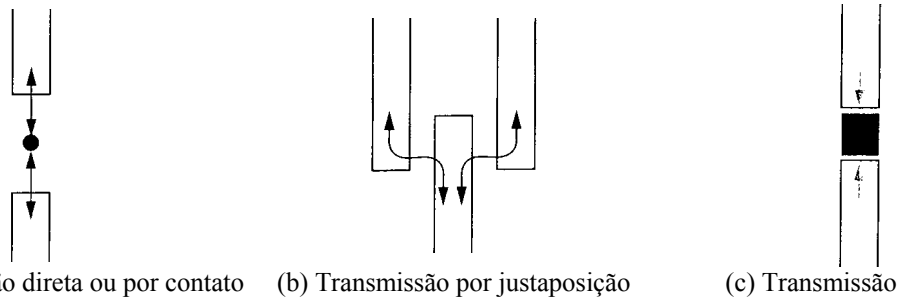
As peças de madeira, em função da estrutura anatômica do material e das limitações de comprimento, principalmente da madeira serrada, exigem o uso de ligações para composição de elementos estruturais.

As ligações nas estruturas de podem ser feitas com o uso de conectores, pinos metálicos, encaixes na madeira ou adesivos, que são utilizados de forma simultânea ou individual. Considerando a forma pela qual os esforços são transmitidos entre as ligações, essas são classificadas em três grupos (LE GOVIC, 1995):

Transmissão direta ou por contato direto: não possuem dispositivos intermediários entre as peças de madeira. É o caso dos entalhes ou sambladuras. Transmitem esforços normais ou cortantes, desde que a resultante possua a tendência de aproximar as peças entre si (Figura 43a);

Transmissão por justaposição: Neste tipo existe uma superfície de traspasse comum às peças ligadas (Figura 43b). São feitas com o uso de conectores ou adesivos. Podem transmitir esforços normais (de tração ou compressão), cortantes ou momentos;

Transmissão indireta: As peças não possuem superfície de traspasse e os esforços são transmitidos por elementos intermediários (Figura 43c). Esses elementos podem ser metálicos ou adesivos. Assim como na transmissão por justaposição, podem transmitir esforços normais (de tração ou compressão), cortantes ou momentos.



(a) Transmissão direta ou por contato (b) Transmissão por justaposição (c) Transmissão indireta

Figura 43: Formas de transmissão de esforços nas ligações de estruturas de madeira (LE GOVIC, 1995)

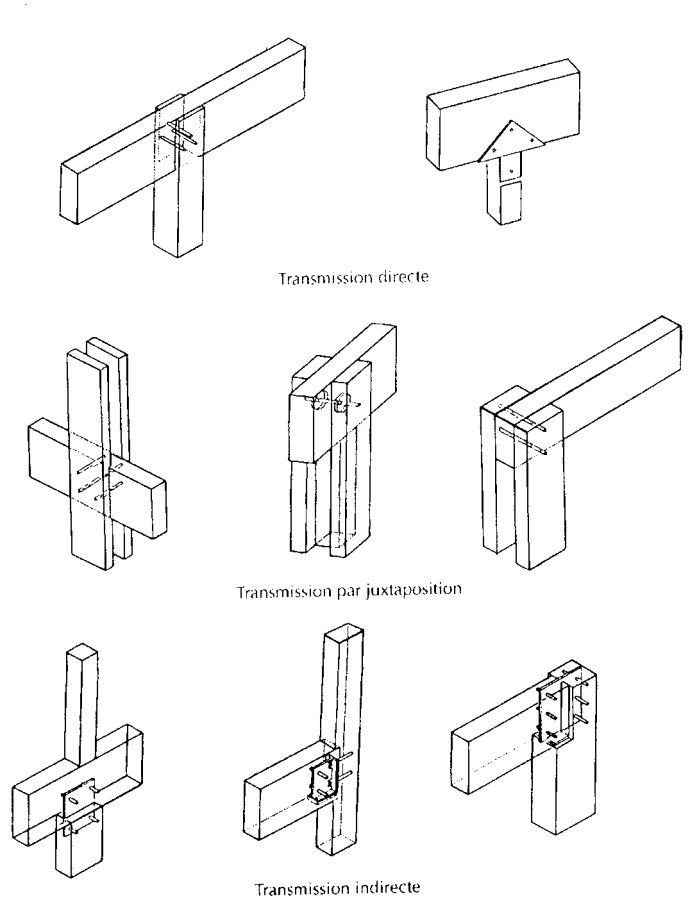


Figura 44: Exemplos de ligações entre vigas e pilares classificadas segundo o tipo de transmissão de esforços (LE GOVIC, 1995)

A Figura 45 apresenta vários diagramas força-deslocamento para ligações com diferentes arranjos. A ligação colada (curva 8) possui comportamento mais rígido, isto é, com menores deformações, quando comparadas às ligações parafusadas (curvas 3, 4 e 5). As ligações pregadas (curva 1) apresentam rigidez variável em função da concentração de pregos e do número de ciclos de carga na ligação. Quanto mais concentrados os pregos, mais frágil, e quanto menos concentrados, mais dúctil é seu comportamento. As ligações com cavilhas apresentam certa ductilidade, conforme a posição do elemento de conexão (curvas 2 e 7), e as ligações com chapas metálicas (curva 6) apresentam deformações significativas.

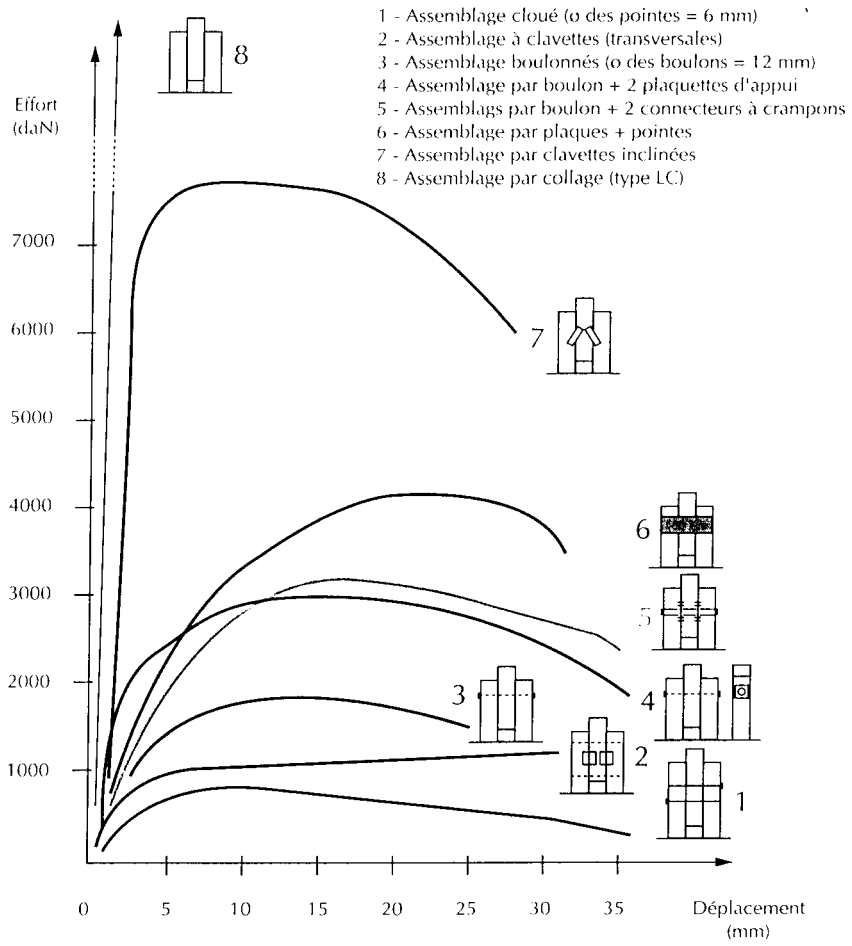


Figura 45: Comportamento de ligações por justaposição solicitadas à compressão (LE GOVIC, 1995)

As ligações com pinos metálicos são classificadas quanto à deformação em deformáveis e rígidas.

Com 2 ou 3 pinos as ligações são consideradas deformáveis e só podem ser empregadas em estruturas isostáticas, desde que se considere uma contra-flecha compensatória maior ou igual que L/100, sendo L o vão teórico da estrutura.

As ligações com 4 ou mais pinos são consideradas rígidas quando atendidos os limites de pré-furação estabelecidos pela norma.

Neste capítulo serão apresentados os critérios de dimensionamento das ligações por entalhe, por pinos metálicos.

11.1. CRITERIO DE DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos elementos de ligação deve obedecer a condições de segurança do tipo

$S_d \leq R_d$

onde R_d é o valor de cálculo da resistência dos elementos da ligação e S_d o valor de cálculo das solicitações nela atuantes.

Em princípio, o estado limite último da ligação pode ser atingido por deficiência de resistência da madeira da peça estrutural ou do elemento de ligação. As ligações de diferentes peças estruturais podem ser feitas pelos meios usuais das ligações de peças de madeira ou pelo emprego de elementos intermediários de aço. Para o dimensionamento das ligações, considera-se a resistência da madeira à tração, a compressão e ao embutimento e a tensão de escoamento do elemento metálico. A segurança desses elementos intermediários de aço deve ser verificada de acordo com a NBR 8800 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios.

11.2. RESISTÊNCIA DE EMBUTIMENTO DA MADEIRA

Na falta de determinação experimental, conforme determina o anexo B da NBR-7190, as relações a seguir podem ser usadas:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \tag{11.1}$$

$$f_{e90,d} = 0{,}25 f_{c0,d} \cdot \alpha_e, \tag{11.2}$$

cm α_e dado pela Tabela 18.

Tabela 18: Valores do coeficiente α_e

Diâmetro do pino (cm)	≤ 0,62	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2
Coeficiente α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do pino (cm)	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	≥ 7,5
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

11.3. RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS PINOS

$R_{vd,1}$ expressa a resistência de cálculo de um pino correspondente a uma única seção de corte determinada em função dos parâmetros:

$$\beta = \frac{t}{d} \text{ e} \tag{11.3}$$

$$\beta_{lim} = 1{,}25\sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}}, \tag{11.4}$$

onde t é a espessura convencional da madeira; d é o diâmetro do pino; $f_{e\alpha d}$ é a resistência de cálculo ao embutimento para a inclinação α; f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico = f_{yk} / γ_s ; γ_s = 1,10.

11.3.1. Embutimento da madeira

$$\beta \leq \beta_{lim} \text{ e} \tag{11.5}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed}, \tag{11.6}$$

11.3.2. Flexão do pino

$$\beta > \beta_{lim} \text{ e} \tag{11.7}$$

$$R_{vd,1} = 0{,}625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd} \qquad (\text{com } \beta = \beta_{lim}), \tag{11.8}$$

tomando-se $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ sendo $\gamma_s = 1{,}1$.

A espessura convencional t deve ser obtida segundo a configuração da ligação. No caso de duas peças de madeira, correspondente a corte simples, t será a menor das espessuras t_1 e t_2 das peças a serem unidas, de acordo com a Figura 46.

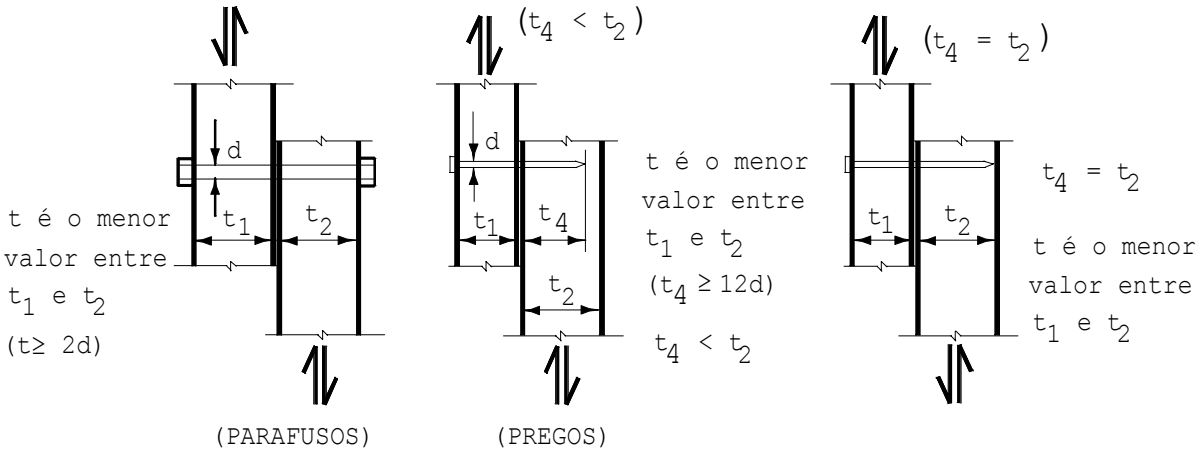


Figura 46: Pinos em corte simples (NBR7190:1997).

→ No caso de três peças, correspondente a corte duplo, será adotado o menor dos valores entre t_1 , $t_2/2$ e t_3 , conforme indica a Figura 11.2.

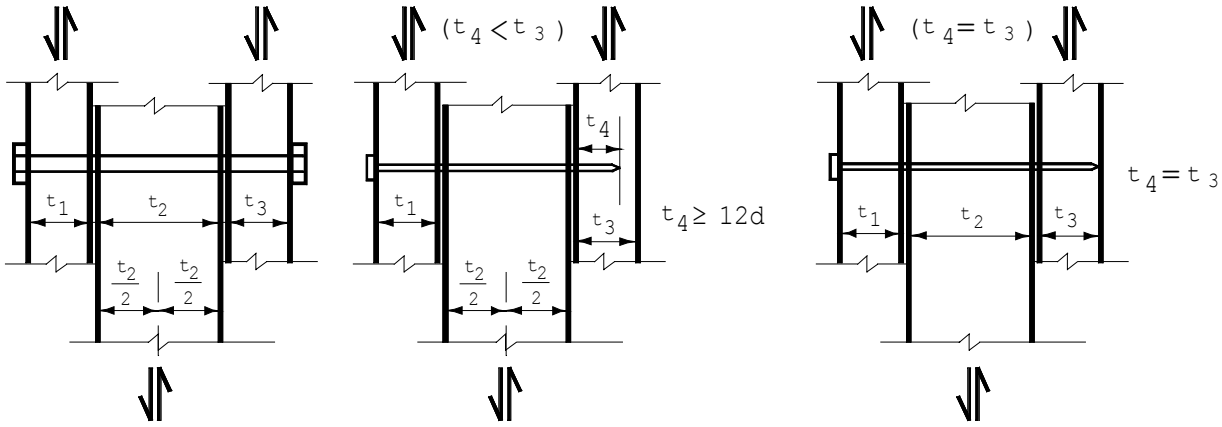


Figura 11.2 – Pinos em corte duplo (NBR7190:1997).

A resistência de um pino é obtida pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte.

11.4. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

As ligações pregadas devem ser obrigatoriamente pré-furadas, com um diâmetro d_f não maior que o diâmetro d do prego, atendendo aos valores:

d_f = 0,85 d → para as coníferas e

d_f = 0,98 d → para as dicotiledôneas.

As ligações parafusadas são consideradas rígidas quando o diâmetro de pré-furação não ultrapassar o limite:

$d_f \leq 0{,}5\ d$

Nas ligações com mais de oito (8) pinos, os pinos adicionais devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual.

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

Os pregos estruturais devem apresentar $f_{yk} \geq 600$ MPa e diâmetro $d \geq 3$ mm.

Os parafusos estruturais devem ser de aço com resistência $f_{yk} \geq 240$ MPa e diâmetro $d \geq 10$ mm.

Nas ligações parafusadas o diâmetro dos parafusos devem ser menores que t/2 e nas pregadas menor que t/5.

11.5. ESPAÇAMENTO ENTRE PINOS

Os espaçamentos mínimos entre pinos devem ser observados segundo a descrição mostrada na Figura 47.

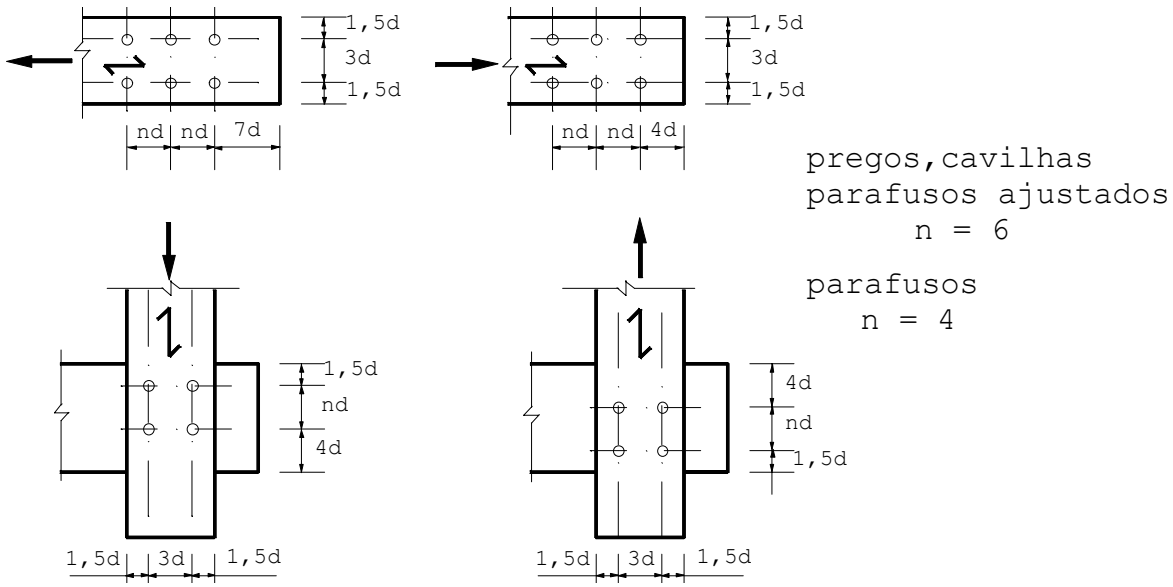
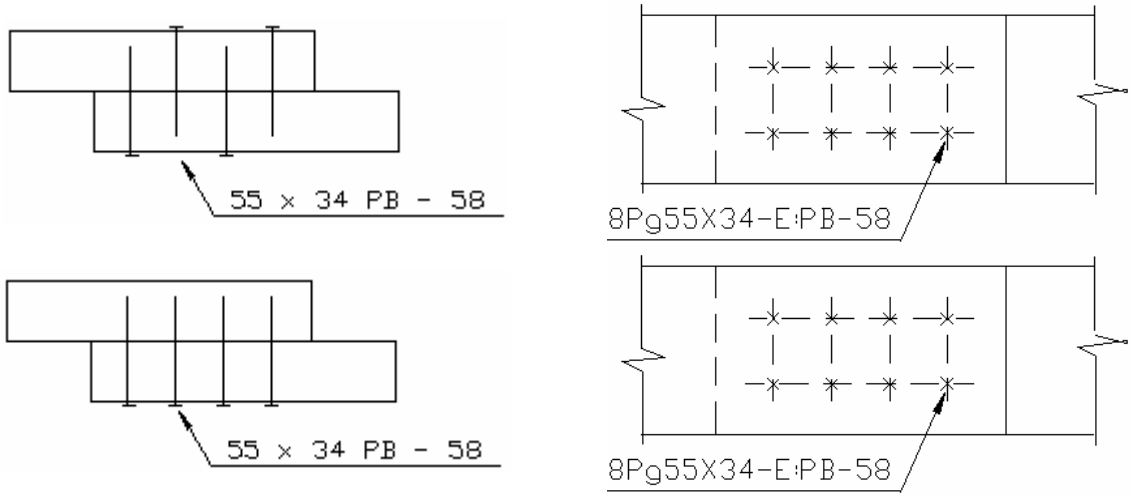
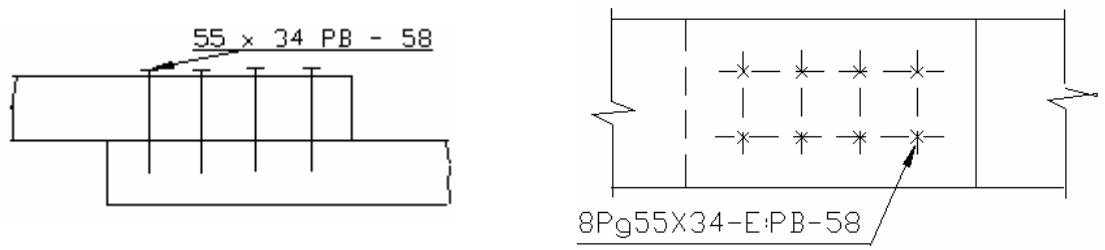


Figura 47: Espaçamentos em ligações com pinos (NBR7190:1997).

11.6. DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

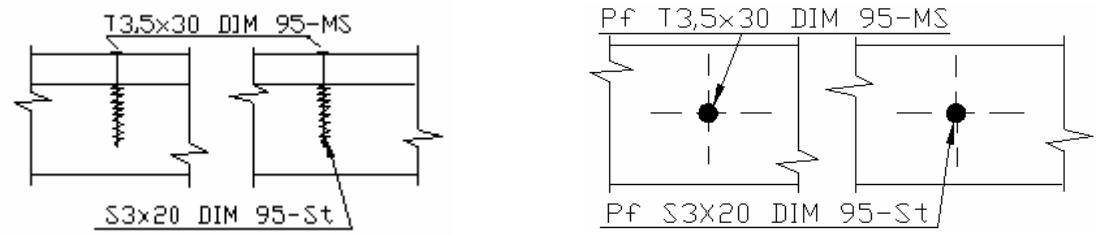
As figuras a seguir ilustram o detalhamento de ligações para os diversos tipos de conectores.





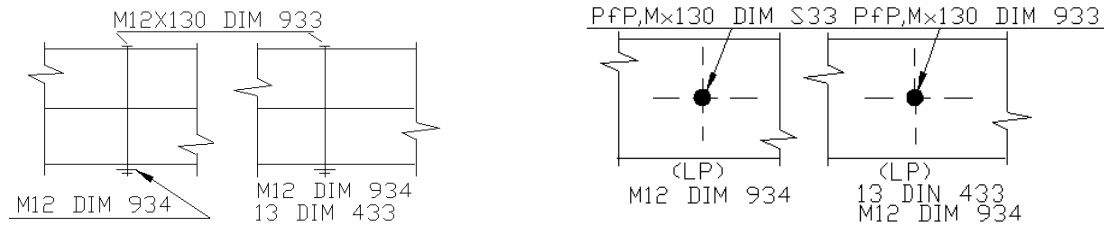
(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 48 : Ligações com pregos (NBR7190:1997)



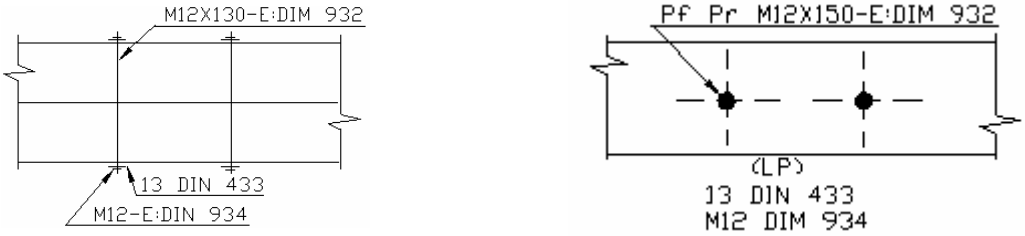
(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 49 : Ligação com parafuso « tirafond » e de rosca soberba (NBR7190:1997)



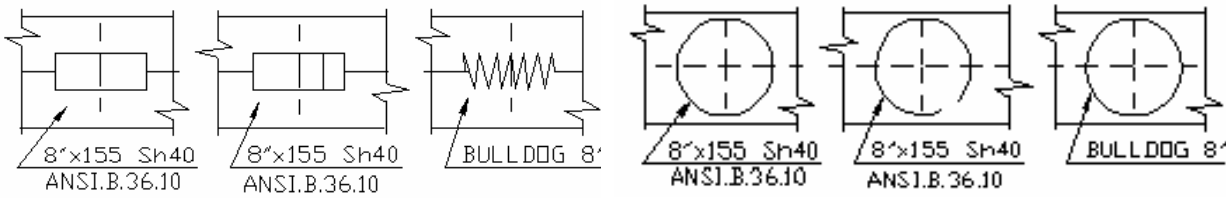
(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 50 : Ligação com parafuso prisioneiro (NBR7190:1997)



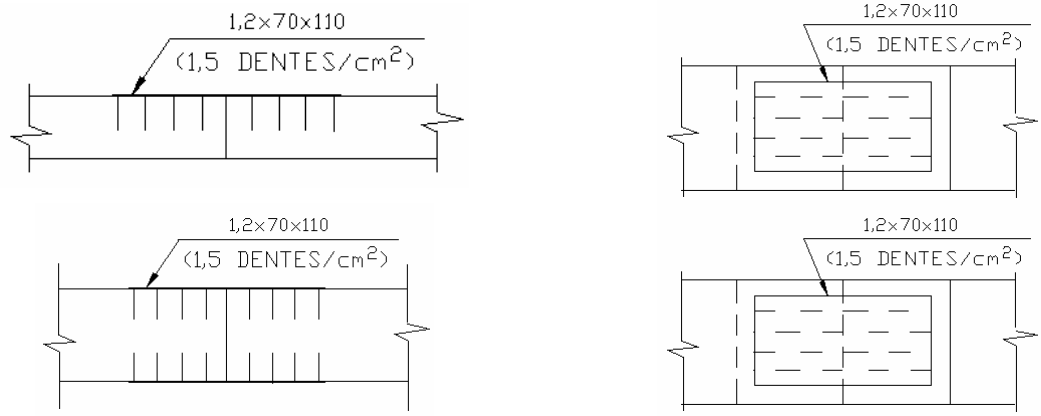
(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 51 : Ligação com parafuso passante (NBR7190:1997)



(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 52 : Ligações com anéis (NBR7190:1997)



(a) Detalhes em elevação (b) Detalhes em planta

Figura 53 : Ligações com chapas de dentes estampados (NBR7190:1997)

11.7. LIGAÇÕES POR ENTALHE

Nas ligações por entalhe é necessário verificar as resistências ao cisalhamento direto, à compressão e tração paralelas, inclinadas e perpendiculares às fibras conforme o esforço nas peças.

O cisalhamento geralmente ocorre na região das ligações, junto aos entalhes ou aos parafusos. O plano de maior enfraquecimento coincide com a direção das fibras da madeira. Quando há solicitações de cisalhamento, a verificação a ser feita para o estado limite último é expressa por

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

onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça ($\tau_d = \frac{V_d}{A_{ci}}$), sendo V_d esforço cortante de cálculo e A_{ci} seção que resiste ao cisalhamento, que deve coincidir com o plano na direção das fibras; $f_{v0,d} = k_{\mathrm{mod}} \frac{f_{vo,k}}{\gamma_v}$, com γ_v = 1,8, caso exista o valor experimental de $f_{v0,k}$, ou com $f_{v0,d} = 0{,}12.f_{c0,d}$ (coníferas) ou $f_{v0,d} = 0{,}10.f_{c0,d}$ (dicotiledôneas).

A solicitação de compressão normal às fibras geralmente ocorre em regiões de apoio dos elementos estruturais de madeira e nos locais de introdução de forças

aplicadas com direção perpendicular às fibras. Como exemplo, citam-se os apoios das vigas.

Na verificação de esforços de compressão normal às fibras, deve ser considerada a extensão do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras.

A condição de segurança é dada por

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

onde a tensão de cálculo de compressão normal às fibras é a relação

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

F_d: Força de cálculo de compressão normal às fibras

A_c : área de contato que pode estar submetida ao esmagamento

e a resistência de cálculo normal às fibras é dada por

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

O coeficiente α_n é igual a 1 (um) no caso de ser a extensão da carga "**a**", medida na direção das fibras, maior ou igual a 15 cm; quando esta extensão for menor que 15 cm, e a carga estiver afastada pelo menos de 7,5 cm da extremidade da peça, esse coeficiente é fornecido pela Tabela 19. Essa tabela aplica-se também ao caso de arruelas, tomando-se como extensão de carga "**a**" seu diâmetro ou lado.

Tabela 19: Valores de α_n

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

Na avaliação da resistência a tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira, permite-se ignorar a influência da inclinação α das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo α =6° (arctg α = 0,10). Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, expressa por

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

11.7.1. Exercício

Verificar se a altura do entalhe **e** (**e = 3 cm)** na ligação de extremidade da treliça de **Jatobá**, satisfaz o critério de segurança de norma (ver detalhe do nó na Figura 54). Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,m}$ = 93,3 MPa ; esforço de cálculo: $N_{1\text{-}2,d}$ = - 5.039 daN (compressão) $N_{1\text{-}10,d}$= +4.637 daN (tração) ; θ = 23º. **Resposta Final:** $\sigma_{c\alpha,d}$ = 257,7 daN/cm^2 $f_{c\alpha,d}$ = 179 daN/cm^2 não verifica!

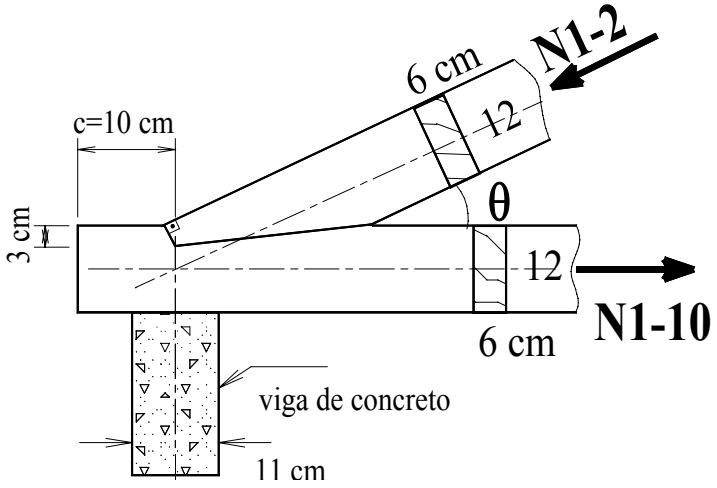


Figura 54 : Ligação de uma tesoura

11.8. EXEMPLO 10

Dimensionar o montante mais solicitado da treliça da Figura 55, considerando:

a) Dicotiledônea, C40, classe 2, 1ª categoria;
b) Ligações de parafusos de 16 mm e $fy = 300\ MPa$;
c) $G = 6\ kN$ P.G.V.;

d) $Q = 4\ kN$ sobrecarga;

e) $W = 6\ kN$ sucção.

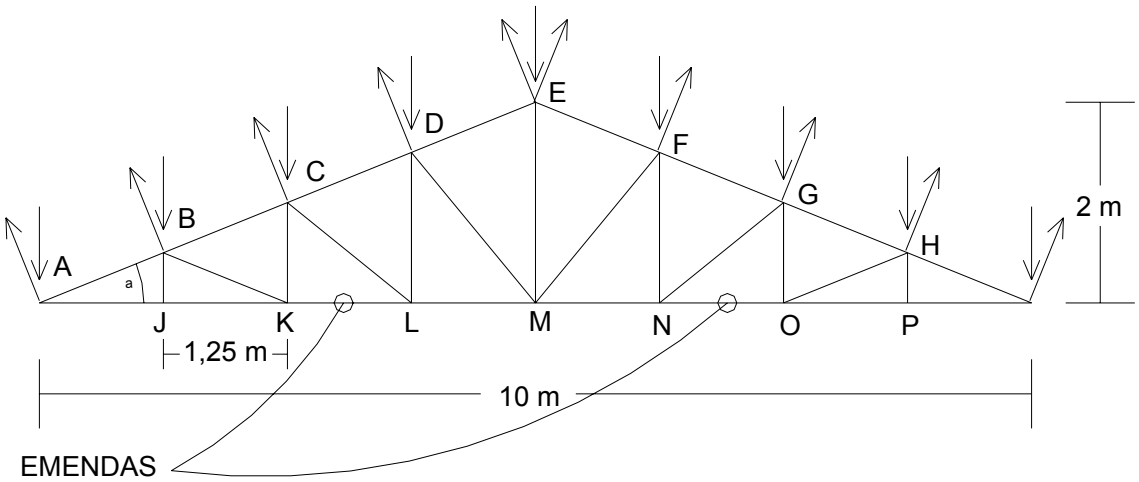


Figura 55: Tesoura de cobertura

$$\sum Ma = 0$$

$$G \cdot (1{,}25 + 2{,}50) - N_G \cdot 3{,}75 = 0$$

$$N_G = G = 6\ kN$$

$$Q \cdot (1{,}25 + 2{,}50) - N_Q \cdot 3{,}75 = 0$$

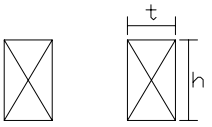
$$N_Q = Q = 4\ kN$$

$$-\frac{W}{\cos(\alpha)} \cdot (1{,}25 + 2{,}50) - N_W \cdot 3{,}75 = 0$$

$$N_W = -\frac{W}{\cos(\alpha)} = -1{,}08 \cdot W = -3{,}24\ kN$$

$$N_{sd} = \begin{cases} 1{,}4 \cdot N_G + 1{,}4 \cdot N_A \\ 0{,}9 \cdot N_G + 1{,}4 \cdot 0{,}75 \cdot N_W \end{cases}$$

$$N_{sd} = \begin{cases} 1{,}4 \cdot 6 + 1{,}4 \cdot 4 = 14\ kN \\ 0{,}9 \cdot 6 - 1{,}4 \cdot 0{,}75 \cdot 3{,}24 = 2\ kN \end{cases}$$



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

$$K_{mod} = 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 = 0{,}7$$

$$f_{to,d} = f_{co,d} = K_{mod} \cdot \frac{f_{co,k}}{1{,}4}$$

$$f_{to,d} = 0{,}7 = \frac{40}{1{,}4} = 20\ MPa$$

$$A_w \geq \frac{N_{sd}}{f_{to,d}} = \frac{14}{2} = 7\ cm^2$$

$$t \geq 2{,}5\ cm$$

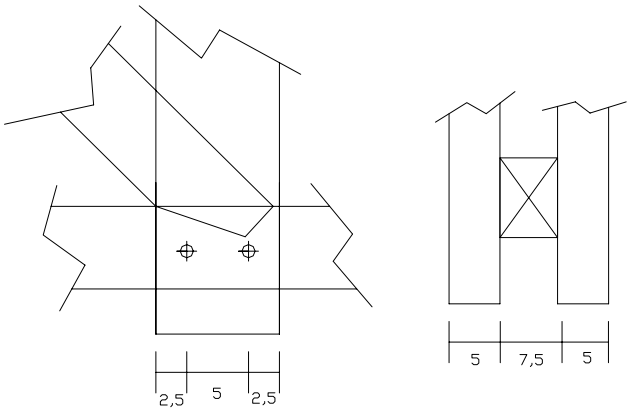
$$A_{w\,\min} = 35\ cm^2 \quad (\textit{tabela norma})$$

$$t_{\min} = \frac{L}{500} = \frac{150}{50} = 3\ cm$$ - sendo L tamanho da barra

$$L_{\max} = 50t \rightarrow \lambda_{máx} = 173$$

Seções Comerciais: Dimensões múltiplas de $2{,}5\ cm$

Utilizada duas peças de 5x5:
$2 \cdot (5x5) = 50\ cm^2$ OK!



Nova concepção:
$A_{W1} = 5x10 = 50\ cm^2$
$A_{W2} = 5x10 = 50\ cm^2$
$d_f = d + 0{,}5 = 16 + 0{,}5 = 16{,}5\ mm$
$A_f = t \cdot d_f = 5 \cdot 1{,}65 = 8{,}25\ cm^2$
$A_{Wu} = 2 \cdot (A_{W1} - 2 \cdot A_f)$
$A_{Wu} = 2 \cdot (50 - 2 \cdot 8{,}25) = 67\ cm^2$

$$\tau_{Ad} = \frac{N_{Ad}}{A_{Wu}} = \frac{14}{67} = 0{,}21\ \frac{kN}{cm^2} = 2{,}1\ MPa < f_{to,d}$$

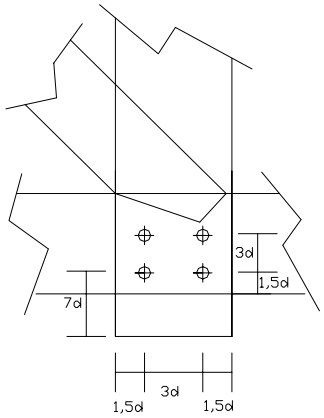
Parafusos:

$\beta = \frac{t}{d} = \frac{7{,}5/2}{1{,}6} = 2{,}34$	$f_{y,d} = \frac{300}{1{,}1} = 272{,}72\ MPa$

$\beta_{lim} = 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e90,d}}}$	$f_{e90,d} = 0{,}25 \cdot \alpha_e \cdot f_{co,d}$ $f_{e90,d} = 0{,}25 \cdot 1{,}52 \cdot 20 = 7{,}6\ MPa$
$\beta_{lim} = 1{,}25 \cdot \sqrt{\frac{272{,}72}{7{,}6}} = 7{,}49$	$\beta_{lim} > \beta_{lim\ embutimento}$

$$R_{vd} = 0{,}80 \cdot \frac{t^2}{e} \cdot f_{e90,d} = 0{,}80 \cdot \frac{(3{,}75)^2}{2{,}34} \cdot 0{,}76 = 3{,}64\ kN$$

$$n_p = \frac{N_{sd}}{R_{vd}} = \frac{14}{3{,}65} = 4\phi\ 16\ mm$$



11.9. EXERCÍCIO 11

Dimensionar a ligação entre o montante e o banzo inferior de uma treliça de Tatajuba que será executada em local com classe de umidade 2 (Figura 56). Sabe-se que a ação permanente é de grande variabilidade e que as ações variáveis são causadas por sobrecargas acidentais. Tatajuba ($f_{c0,k}$ = 56 MPa, $f_{c0,d}$ = 22,4 MPa) ; parafusos comuns com f_{yk} = 240 MPa ; esforços de cálculo: $N_{1,d}$ = 1.020 daN (montante) e $N_{2,d}$ = $N_{3,d}$ =2.888 daN (banzo inferior)

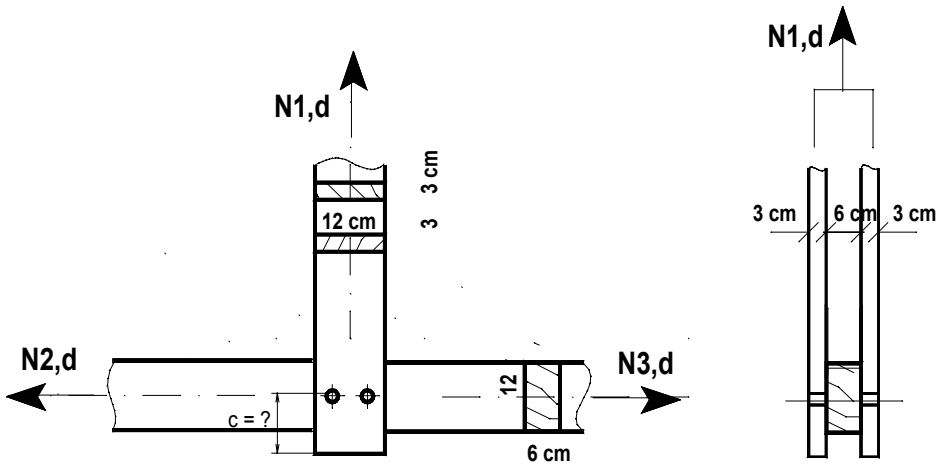


Figura 56: Ligação entre o montante e o banzo inferior de uma tesoura

Roteiro

a) Dimensionamento dos parafusos: 4 parafusos de 10 mm com espaçamento indicados por norma
b) Verificação do espaçamento do último parafuso até extremidade do montante $\tau_d \leq f_{v0,d}\ 21{,}25/c \leq 22{,}4 daN/cm2 \therefore c \geq 1cm$ mantido o valor do item anterior
c) Verificação da tração paralela no montante e no banzo inferior $\sigma_{t0,d} \leq f_{t0,d}$

Uma vez todas as condições de segurança atendidas, a ligação pode ser classificada como segura de acordo com a NBR7190/97.

12. PEÇAS COMPOSTAS

As seções comercialmente disponíveis de peças de madeira possuem dimensões limitadas. Esta limitação pode ser contornada com o uso de peças compostas que, ao serem solicitadas, atuam como um elemento único. O uso de peças compostas ou peças múltiplas, cuja seção é formada por duas ou mais peças, é usual em treliças, pilares ou vigas. A união entre as peças pode ser feita pelo uso de adesivo adequado ou por dispositivos de ligação tais como cavilhas, pinos metálicos (parafusos ou pregos) e conectores (anéis metálicos).

Os critérios de segurança para verificação dos estados limites são os mesmos apresentados anteriormente para elemento maciço, porém com redução da rigidez do elemento em função da deformabilidade das ligações entre as peças que compõem a seção transversal.

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

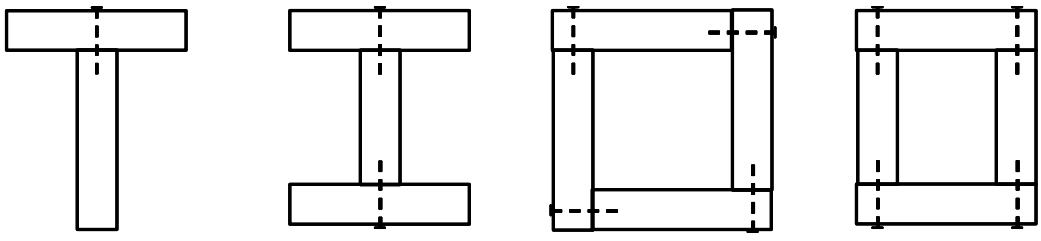
12.1. PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO T, I OU CAIXÃO LIGADAS POR PREGOS

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:

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}, \qquad (12.1)$$

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.

12.2. 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 tracionadas 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.

12.3. 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

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th} \qquad (12.1)$$

é o valor efetivo e I_{th} o seu valor teórico. Para dois elementos superpostos: $\alpha_r = 0{,}85$ e para três elementos superpostos: $\alpha_r = 0{,}70$.

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.

12.4. ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS

12.4.1. 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.

12.4.2. Peças solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação (Figura 57) 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.

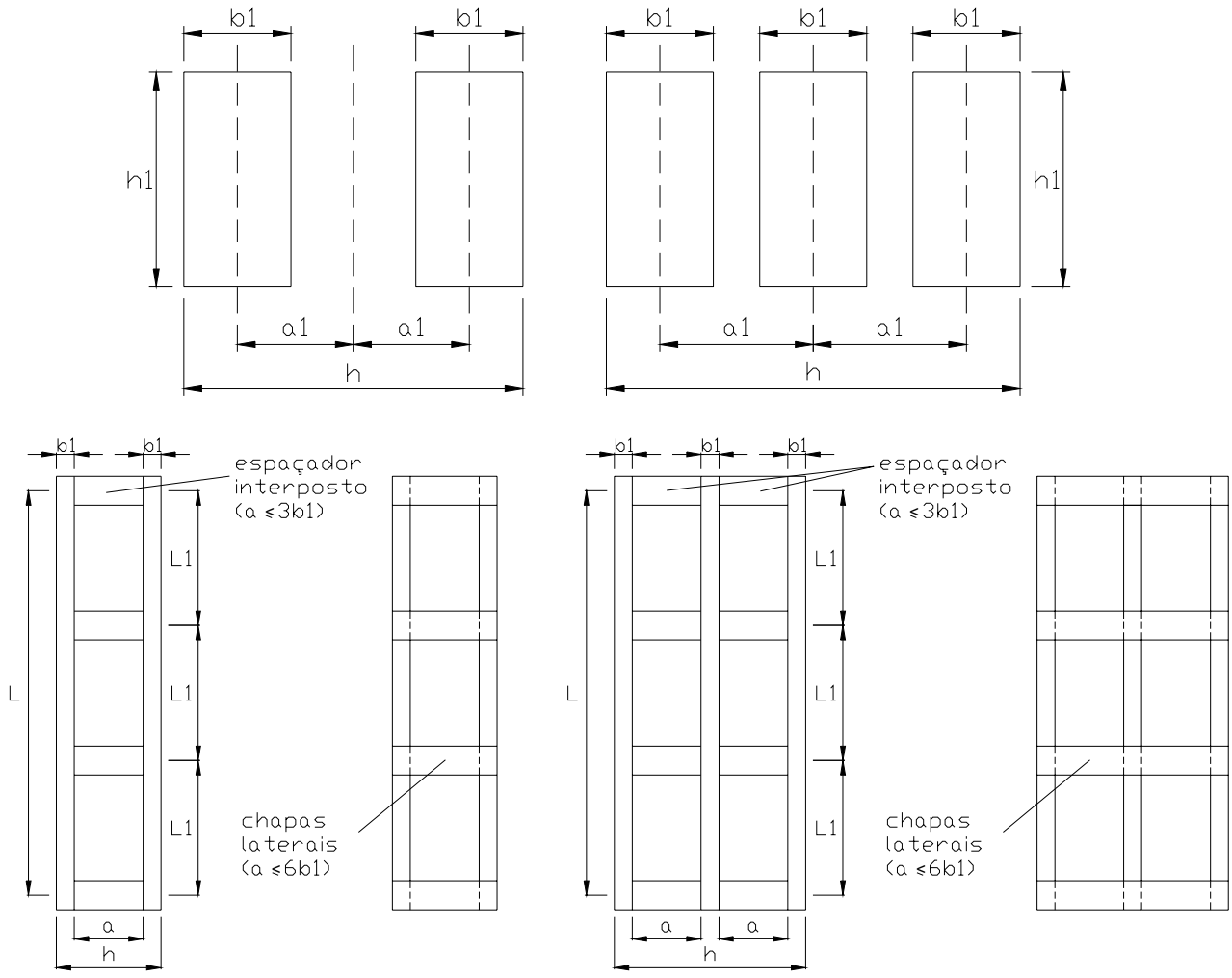


Figura 57: Peças solidarizadas descontinuamente (NBR7190:1997)

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 do seja feito igual ao diâmetro d do parafuso.

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

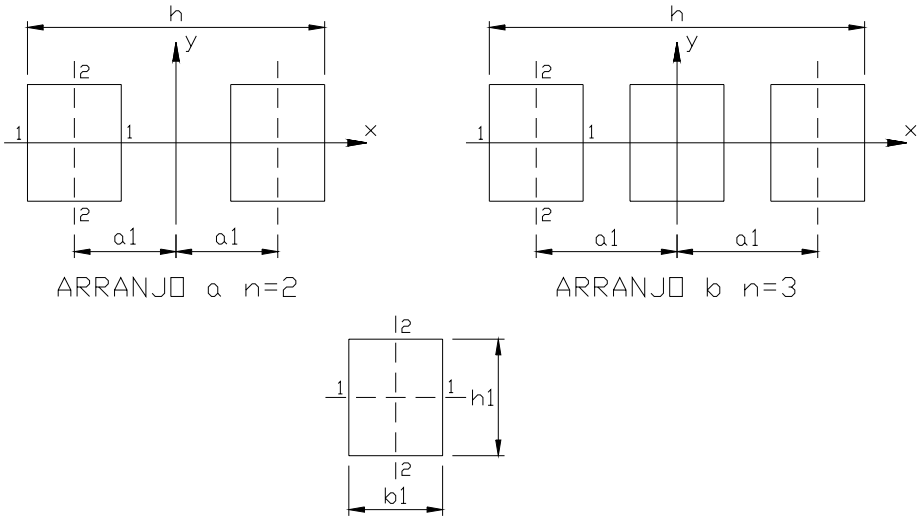


Figura 58: Seções compostas por dois ou três elementos iguais (NBR7190:1997)

Seção do elemento componente:

$$A_1 = b_1 h_1 \qquad (12.2)$$

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

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

Seção composta:

$$A = n\, A_1 \qquad (12.3)$$

$$I_x = n\, I_1$$

$$I_y = n\, I_2 + 2\, A_1\, a_1^2 \text{ , com}$$

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

$$\beta_I = \frac{I_2\, m^2}{I_2\, m^2 + \alpha_y\, I_y}, \qquad (12.4)$$

Onde:

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

α_y = 1,25 para espaçadores interpostos;

α_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

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d\, I_2}{I_{y,ef}\, W_2} + \frac{M_d}{2\, a_1\, A_1}\left(1 - n\,\frac{I_2}{I_{y,ef}}\right) \le f_{cod}, \qquad (12.5)$$

Onde

$$W_2 = \frac{I_2}{b_1/2}, \qquad (12.6)$$

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

$$V_d = A_1\, f_{vo,d}\,\frac{L_1}{a_1}. \qquad (12.7)$$

Dispensa-se a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento L1 dos elementos componentes, desde que respeitas as limitações:

$9b_1 \le L_1 \le 18b_1$;

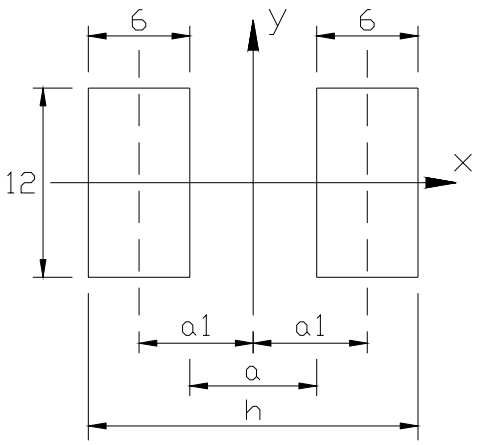
$a \le 3b_1$ peças interpostas;

$a \le 6b_1$ peças com chapas laterais.

12.5. EXEMPLO 10

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

N_d = 1,4 x 2140 = 2996 daN
L = 300 x cm (altura do pilar)



Disposição dos espaçadores:

De acordo com a NBR 7190: 1997:

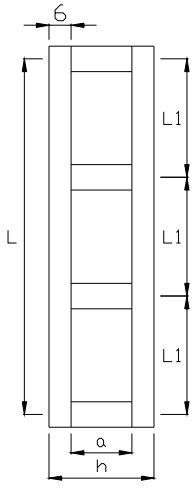
$$a \leq 3 \times b_1 \Rightarrow a \leq 3 \times 6 \Rightarrow a \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Adotado} : a = 12 \text{ cm}$$

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:

$$9 \times 6 \leq L_1 \leq 18 \times 6 \Rightarrow 54 \text{ cm} \leq L_1 \leq 108 \text{ cm}$$

Portanto, adotando L_1 = 100 cm, dispensa-se à verificação da estabilidade local de cada trecho.



Cálculo dos momentos de inércia:

$$I_x = \frac{2 \times 6 \times 12^3}{12} \Rightarrow I_x = 1728 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,ef} = \beta_1 \times I_y$$

$$I_y = \frac{2 \times 12 \times 6^3}{12} + 2 \times \left(6 \times 12 \times 9^2\right) = 12096 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = \frac{I_2 \times m^2}{I_2 \times m^2 + \alpha_y \times I_y} = \frac{1944}{1944 + 15 \times 120} = 0{,}11$$

$$I_2 = \frac{6^3 \times 12}{12} = 216 \text{ cm}^4 \qquad m = \frac{L}{L_1} = \frac{300}{100} = 3 \qquad \alpha_y = 1{,}25$$

$$\beta_1 = 0{,}11 \Rightarrow I_{y,ef} = 0{,}11 \times 12096 = 1330{,}56 \text{ cm}^4$$

Portanto a direção crítica é a “y”, e a verificação da estabilidade é feita de acordo com os critérios apresentados no Capítulo 9 .

13. MADEIRA LAMINADA-COLADA

13.1. DEFINIÇÃO DE MADEIRA LAMINADA-COLADA

Chama-se "madeira laminada-colada" peças de madeira reconstituídas a partir de lâminas de madeira (tábuas), que são de dimensões relativamente reduzidas se comparadas às dimensões da peça final assim constituída. Essas lâminas, que são unidas por colagem, ficam dispostas de tal maneira que as suas fibras fiquem paralelas entre si.

13.2. HISTÓRICO

Na realidade, a aplicação da madeira segundo o processo do laminado-colado reúne duas técnicas bastante antigas. Como o próprio nome indica, a madeira

laminada-colada foi concebida a partir da técnica da colagem aliada à técnica da laminação, ou seja, da reconstituição da madeira a partir de lâminas (tábuas).

No que diz respeito à colagem, pelo que se tem conhecimento é uma técnica muito antiga, pois se pode citar como exemplo o de certos baús de madeira encontrados nas pirâmides do Egito, onde os cantos foram unidos por colas orgânicas. A descoberta desses baús mostra ainda, a eficiência e durabilidade, tanto da madeira como da colagem.

Por outro lado, a técnica da laminação é bem mais recente, pois pelo que se tem conhecimento a sua aplicação concreta teve início no século XIX. O exemplo mais marcante que pode ser citado é o de arcos compostos por lâminas (tábuas) encurvadas e sobrepostas, mantidas unidas por ligações mecânicas. Essa técnica foi, portanto introduzida pelo coronel Emy no final do século passado.

No entanto, a junção das duas técnicas, para dar origem à madeira laminada-colada (MLC) empregada na fabricação de elementos estruturais a serem utilizados na construção civil, só foi possível, com o surgimento de colas de alta resistência. Foi, portanto, em 1906, com o aparecimento da cola de caseína (derivada do leite) que o mestre carpinteiro suíço Otto Hetzer teve a idéia de substituir pela cola, as ligações metálicas de braçadeiras e parafusos, utilizadas pelo coronel Emy. Com isso, obteve-se uma seção mais homogênea e sem a ocorrência de deslizamentos entre uma lâmina e outra. Daí para frente, a MLC evoluiu em paralelo com o progresso ocorrido com as colas, as quais foram se tornando cada vez mais eficientes. No entanto, foi em 1940, com o aparecimento das colas sintéticas que o sistema laminado-colado conheceu o seu grande progresso.

Essa técnica, que de alguma maneira surgiu também da necessidade de utilização da madeira de reflorestamento, basicamente formada por "pinus" e que se apresentava em abundância em países principalmente europeus, teve nessa madeira de fácil trabalhabilidade, a sua grande aliada.

Portanto, o emprego da madeira sob a técnica do laminado-colado, pouco conhecida no Brasil, é marcante em países do hemisfério norte.

13.3. COMPOSIÇÃO DA MADEIRA LAMINADA-COLADA

Os elementos estruturais compostos de MLC compreendem, portanto a união das lâminas de madeira pela cola.

Logo, sob o ponto de vista estritamente técnico, a cola age como um aglomerante das lâminas. Sua função é a de realizar entre dois planos de fibras, uma ligação mecânica o mais próximo possível da ligação existente naturalmente entre as fibras do material de origem. Já, quimicamente, os grupos de oxidrilas livres das cadeias de celulose da madeira se unem por pontes de hidrogênio com os grupos de oxidrilas livres da cola, ou seja, exatamente como acontece na união entre as cadeias de celulose da madeira, onde as oxidrilas livres de cadeias de celulose adjacentes se unem diretamente umas às outras por pontes de hidrogênio, ou através de moléculas d'água no caso da madeira estar com um certo teor de umidade (água de impregnação).

13.4. OPÇÃO PELA TÉCNICA DA MADEIRA LAMINADA-COLADA

A escolha da MLC para as estruturas pode ser de fundamental importância principalmente quando se tratar de estruturas que ficarão expostas a um meio corrosivo, ou então, quando existir o risco de incêndio.

Primeiramente, porque a madeira devido à sua grande inércia química, não apresenta problema de deterioração quando aplicada em meio corrosivo, logo, torna-se o material ideal para tal finalidade.

Por outro lado, quando se trata de construções sujeitas a riscos de incêndio, a utilização da MLC na composição estrutural é a mais aconselhada, pois a madeira que é um material de reação inflamável, queima rapidamente a camada superficial da peça e em seguida diminui consideravelmente a velocidade de propagação do fogo para o interior da mesma. Isto porque, com a formação de uma camada de carvão nessa parte externa, o acesso do oxigênio para o interior da peça fica bastante dificultado e conseqüentemente a propagação do fogo perde a sua velocidade. Com isso, o núcleo interno que resta da peça, é muitas vezes suficiente par resistir mecanicamente por cerca de 30 - 40 minutos. Tempo esse, suficiente para a evacuação da edificação e retirada dos bens de maior valor. Em resumo, as estruturas de madeira são consideradas de reação inflamável, mas que guarda "alta" resistência mecânica em presença do fogo.

Por outro lado, em termos de comparação do comportamento mecânico da madeira com outros materiais, temos que para elementos estruturais previstos para a mesma finalidade de uso, como por exemplo, uma viga de madeira e uma de aço, com massa que dê o mesmo peso para as duas, a viga de madeira possui o mesmo poder de resistência da viga de aço. De outra maneira, se for feita a comparação entre uma viga de madeira e uma de concreto, pode se dizer que uma viga de madeira com o mesmo volume de uma viga de concreto armado comum, possui o mesmo poder de resistência, sendo no entanto, aproximadamente cinco vezes mais leve. Isto significa economia nas fundações.

13.5. VANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM MADEIRA LAMINADA-COLADA

Como já foi dito inicialmente, além de todas essas vantagens do material madeira, a técnica do laminado-colado confere ainda às estruturas de madeira, as seguintes vantagens:

- Em comparação com as estruturas de madeira feitas com peças maciças, os elementos concebidos em MLC exigem um número bem menor de ligações, uma vez que são previstos para grandes dimensões;
- A possibilidade de realizar seções de peças, não limitadas pelas dimensões e geometria do tronco das árvores;
- A possibilidade de fabricar peças de comprimento limitado apenas pelas circunstâncias de transporte;
- A possibilidade de obter peças com raio de curvatura reduzido, variável e até mesmo em planos diferentes;
- A possibilidade de vencer grandes vãos livres;
- A eliminação inicial de defeitos naturais, o que permite uma reconstituição que conduz a uma distribuição aleatória dos defeitos residuais, no interior do produto final;
- Uma melhoria das tensões médias de ruptura e uma redução na dispersão estatística de seus valores;
- Sob o ponto de vista "normalização" permite ainda a atribuição aos elementos estruturais de MLC, de uma tensão admissível ligeiramente superior às da madeira maciça de qualidade equivalente (cerca de 10%);

- A vantagem da pré-fabricação, o que pode ser traduzido em racionalização da construção e ganho de tempo na montagem e entrega da obra;
- É de uma qualidade estética indiscutível, o que pode ser largamente explorado pelos arquitetos e engenheiros, na composição de um conjunto agradável e perfeitamente integrado ao ambiente;
- A leveza dessas estruturas oferece também maior facilidade de montagem, desmontagem e possibilidade de ampliação. Além disso, o peso morto sendo menor, se comparado com outros materiais, pode significar economia nas fundações.

13.6. ESCOLHA E COLAGEM DA MADEIRA

É praticamente possível colar todas as madeiras. Entretanto, algumas espécies possuem características físicas e químicas que exigem o emprego de colas especiais ou a modificação das colas normalmente comercializadas para a colagem das madeiras.

Por outro lado, é recomendável colar apenas madeiras de mesma espécie. Isto, para evitar problemas de retração diferente entre uma lâmina e outra, na superfície de união pela cola. Caso contrário, poderá ocorrer o surgimento de tensões adicionais de cisalhamento nessa região da junta colada.

Normalmente, as espécies mais aconselhadas para o emprego em MLC são as das coníferas com massa volumétrica entre 0,40 e 0,75 g/cm^3. De qualquer maneira, devem ser evitadas as madeiras com alta taxa de resina ou gordura.

As dicotiledôneas de baixa massa volumétrica também podem ser consideradas para a aplicação em MLC, pois são facilmente coláveis.

Em todo caso, como o processo da MLC é pouco utilizado no Brasil, é evidente que estudos devem ser realizados no sentido de se proceder em cada região ou estado, uma investigação botânica, física e mecânica para a caracterização das madeiras que melhor possam se adaptar a essa técnica. Devem ter destaque nessa investigação, principalmente as madeiras de reflorestamento.

13.7. ESCOLHA DA COLA

Na maioria dos casos a escolha da cola, entre as de caseína, resorcina, resorcina-fenol-formol, uréa-formol, etc, depende mais das condições de uso da estrutura do que do tipo da madeira. Logo, é preciso levar em consideração principalmente o meio a que a estrutura vai estar submetida, ou seja, temperatura e teor de umidade.

Isto posto, é necessário se observar também que a durabilidade da cola seja de no mínimo o mesmo tempo previsto para a durabilidade do elemento estrutural concebido em MLC.

Portanto, se a estrutura vai estar abrigada no interior da edificação ou exposta à variação das condições atmosféricas, como, alternância de sol e chuva, são fatores determinantes na escolha da cola.

Logo, tomando por base estudos realizados em laboratórios de países europeus e também norte-americanos, vemos no quadro da Tabela 20 que a escolha da cola deve ser feita em função do tipo de uso previsto para a estrutura.

Tabela 20: Escolha da cola em função do tipo de uso previsto para a estrutura

	boas condições atmosféricas	más condições atmosféricas	
	umidade da madeira		exposição em atmosfera contendo produtos químicos ou exposição direta às intempéries
	< 18 %	? 18 %	
temperatura elevada	resorcina caseina	resorcina	resorcina
temperatura normal	resorcina caseina uréa-formol	resorcina uréa-formol	resorcina
obs: As colas de resorcina-fenol devem oferecer as mesmas condições das colas de resorcina pura. Na dúvida, devem ser realizados ensaios de laboratório.			

13.8. PROCESSO DE FABRICAÇÃO

A produção de elementos de MLC de alta qualidade necessita de uma indústria especialmente organizada para tal finalidade. Por outro lado, desde que não sejam muitos os elementos a serem fabricados e que não sejam de grandes dimensões, é também possível a sua composição no próprio canteiro de obras.

Em se tratando, no entanto, de uma fabricação industrial, três grandes etapas devem ser observadas no processo de fabricação das estruturas em MLC.

1ª etapa • A preparação da madeira antes da colagem compreende a recepção, a classificação visual, a eliminação dos grandes defeitos, a estocagem, a secagem, a união longitudinal entre as tábuas e a estocagem antes da colagem, se for o caso.

2ª etapa • Essa etapa compreende a aplicação da cola, a composição do elemento, a conformação do elemento sobre um gabarito (também chamado berço) e a aplicação da pressão de colagem.

3ª etapa • É a fase do acabamento que compreende, aplainar lateralmente, recortar as extremidades do elemento estrutural, executar certos furos e encaixes previstos nas ligações e a aplicação final de um preservativo ou simplesmente um selador ou verniz.

Um esquema visando o cumprimento dessas três etapas é mostrado na Figura 59.

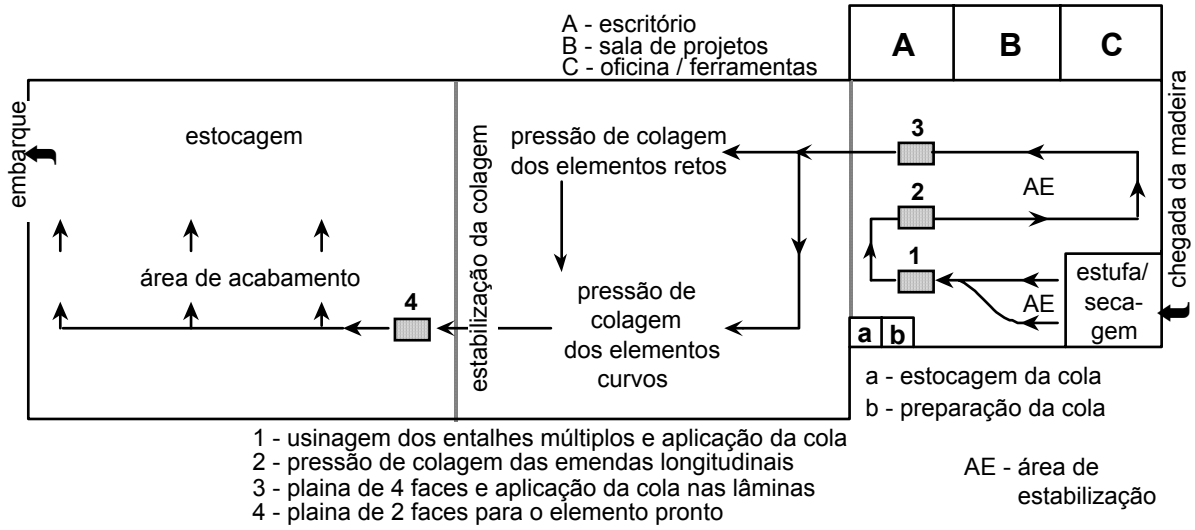


Figura 59: Esquema do processo de fabricação de elementos de MLC.

13.9. CUIDADOS QUE DEVEM SER OBSERVADOS NA FABRICAÇÃO

A classificação inicial, que em alguns países é feita em observância às normas específicas para a fabricação da MLC, deve compreender a verificação da espessura dos anéis de crescimento da madeira, a inclinação das fibras com relação às arestas laterais da tábua e o diâmetro dos nós. Esse trabalho é realizado geralmente na saída da estufa, onde as tábuas encontram-se nas mesmas condições de teor de umidade, o que favorece a comparação entre as resistências mecânicas das mesmas, que deve também ser verificada nessa etapa de classificação do material de base.

A espessura de cada lâmina depende do raio de curvatura a ser empregado, ou seja, quanto maior o raio de curvatura menor é a necessidade de se ter uma lâmina de pequena espessura. No entanto, é evidente que existe um limite em termos de espessura máxima para cada lâmina. Essa observação deve ser feita mesmo no caso da composição de vigas retas.

Segundo as recomendações de normas como, por exemplo, a do Canadá, a espessura máxima das lâminas deve ser de 50 mm. Já, a normalização norte-americana e suíça, recomendam uma espessura máxima de 20 a 25 mm. Por outro lado, a recomendação da norma francesa leva em consideração, não só a espessura, mas também a área máxima que deve ter a seção transversal de cada lâmina. Neste caso, além de se considerar uma espessura máxima, existe igualmente uma limitação em termos da largura da seção transversal. A norma francesa recomenda então uma espessura máxima de 50 mm, desde que se observe simultaneamente uma área máxima de 60 cm^2 para a seção transversal da lâmina de madeira de baixa densidade, ou seja, menor ou igual a 0,5 e de 40 cm^2 no caso de madeira com densidade mais elevada, ou seja, acima de 0,5 e inferior a 0,75. Esse limite superior da densidade se deve à dificuldade da colagem de madeiras de alta densidade. Já, a recomendação de não ultrapassar a espessura de 50 mm, além do fato de lâminas espessas apresentarem rigidez elevada, está ligada também ao problema da secagem, pois acima desse valor torna-se mais difícil uma secagem uniforme, sem a ocorrência de certos defeitos.

No caso da composição de elementos curvos, a determinação da espessura das lâminas "e" está diretamente ligada ao raio de curvatura "R" a ser empregado. Neste caso deve-se observar o seguinte:

•madeiras com massa volumétrica de até 0,5 g/cm^3, utilizar $e \leq R160$

•madeiras com massa volumétrica acima de 0,5 g/cm^3, utilizar $e \leq R200$, onde "R" deve ser considerado em "cm" para se obter "e" em "cm".

No entanto, muitas vezes torna-se um quebra-cabeça a definição da espessura das lâminas, pois se sabe que quanto maior o número de lâminas utilizadas na composição de um elemento estrutural, maior será o custo do produto final, uma vez que necessita de mais mão-de-obra, mais uso de máquinas e maior número de superfície colada. É preciso, portanto, saber conciliar a espessura da lâmina com o raio de curvatura, mas também com a espécie de madeira a ser empregada, pois umas são

mais elásticas que outras e conseqüentemente proporcionam uma maior facilidade no encurvamento.

A secagem das tábuas é necessária, para se conseguir um melhor efeito na etapa da colagem. Nesse sentido, é preciso que as tábuas estejam com um teor de umidade entre 7 e 14%. No caso de se ter um ambiente não climatizado no local onde será realizada a colagem, esse teor de umidade da madeira pode estar compreendido entre 12 e 16%. De qualquer maneira, é importante que não haja uma diferença entre teor de umidade de tábuas adjacentes, de mais de 5%, por exemplo, uma tábua com 10% e outra com 15%.

O mais aconselhável, no entanto, é, após a saída da estufa, deixar as tábuas empilhadas e airadas, no próprio ambiente onde vai ocorrer a colagem. Isto, para que haja uma estabilização do teor de umidade da madeira com o ar atmosférico. Feito isto, é normalmente suficiente esperar um período de quatro dias, antes de se proceder a colagem, para que as tábuas atinjam uma boa uniformidade entre seus teores de umidade.

A preparação da superfície das tábuas deve ser feita de maneira correta para se obter um bom resultado na colagem. Isto significa que as tábuas devem ser passadas na desempenadeira de dupla face de ação, para uniformizar a espessura das mesmas. É necessário se obter uma superfície suficientemente lisa, sem deixar "pelugens", queimas, ondulações, marcas oleosas de dedos (é aconselhável o uso de luvas), etc. É necessário também se observar um período de no máximo 48 horas entre a preparação das lâminas e a aplicação da cola.

No caso da composição dos elementos estruturais de MLC, uma das grandes vantagens, é trabalhar com lâminas cujo comprimento não está limitado pelas dimensões do tronco da árvore.

No entanto, para se conseguir grandes comprimentos, é necessária a execução de emendas longitudinais entre as tábuas, que sejam extremamente eficientes.

Essas emendas, que na época do surgimento da técnica da MLC eram executadas apenas de topo, sem nenhuma garantia de continuidade, evoluíram para as emendas em diagonal, depois em cunha e atualmente as mais eficientes, que são as realizadas por entalhes múltiplos. A representação das mesmas é mostrada na Figura 60.

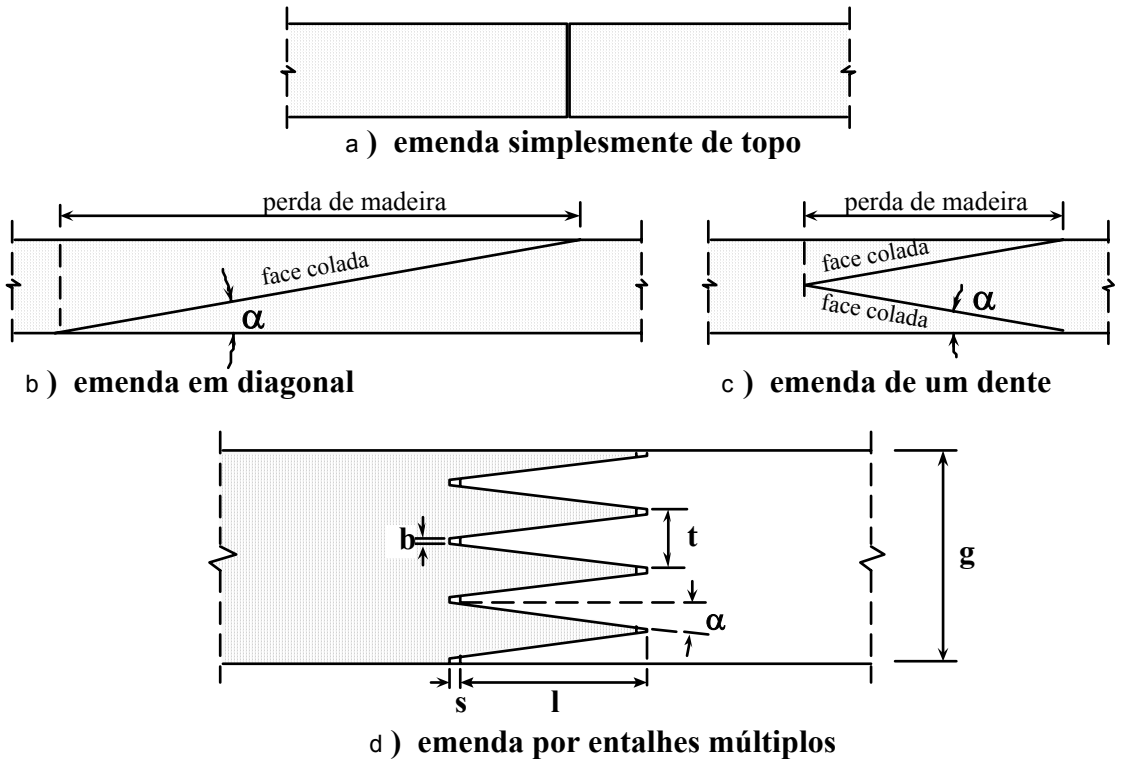


Figura 60: Evolução ocorrida nas emendas longitudinais entre as tábuas.

A emenda por entalhes múltiplos, que aparece na Figura 60-d tem as seguintes características geométricas, definidas pela norma DIN 68 140 :

- l = comprimento dos entalhes.
- g = largura total da emenda.
- t = passo dos dentes.
- b = espessura da extremidade de um dente.
- s = folga do fundo da emenda.
- α inclinação da face do dente.
- e = s/l ; folga relativa no comprimento da emenda
- v = b/t ; grau de enfraquecimento.

Como a usinagem desses entalhes onera bastante o custo final do elemento estrutural fabricado em MLC, é possível se pensar em utilizar emendas simplesmente de topo nas regiões onde se sabe que os esforços são praticamente nulos. Como exemplo, pode-se citar a região da linha neutra de uma viga a ser submetida ao esforço de flexão simples.

Outra alternativa é a utilização das emendas em diagonal, que são menos onerosas. Neste caso, é preciso guardar a proporção entre o comprimento da emenda e a espessura da lâmina, na ordem de 10 vezes.

No caso do emprego das emendas por entalhes múltiplos é preciso ainda se obter um bom equilíbrio geométrico, conseguido através da proporção entre as dimensões da base dos dentes e os comprimentos dos mesmos. Essa definição das dimensões dos entalhes depende do grau de eficiência que se deseja para a emenda. Nesse particular, a norma DIN 68 140 prevê, através do grau de enfraquecimento "v", o emprego dos entalhes múltiplos para aplicação de esforços elevados (elementos estruturais de grande porte) e de esforços compatíveis com a utilização sob esforços menores como no exemplo de ligações empregadas em mobiliários.

Na Tabela 21, são apresentados de forma resumida os valores recomendados para a geometria dos entalhes múltiplos, compatíveis com esforços elevados (categoria I). Notar que neste caso a norma considera em média, um grau de enfraquecimento "v" da ordem de 18%. No caso de esforços compreendidos na categoria II o grau de enfraquecimento passaria para 25%.

Ainda no caso dos entalhes múltiplos, existe uma outra grande vantagem que é a de serem autopressionados lateralmente no momento da colagem. Isto, devido o efeito de cunha imprimido pela forma dos dentes.

A usinagem dos entalhes é feita com uma ferramenta especial e que deve proporcionar a geometria compatível com as características geométricas mostrada no quadro da Tabela 21. Um exemplo dessa ferramenta é apresentado na Figura 61.

Tabela 21: Características geométricas dos entalhes múltiplos

CATEGORIA	l	l	α	T	b	v	v
I	≤ 10	7,5	≤ 7,5°	2,5	0,2	0,08	≤ 0,18
		10		3,7	0,6	0,16	
	> 10	20	≤ 7,1°	6,2	1	0,16	
		50		12	2	0,17	
		60		15	2,7	0,18	

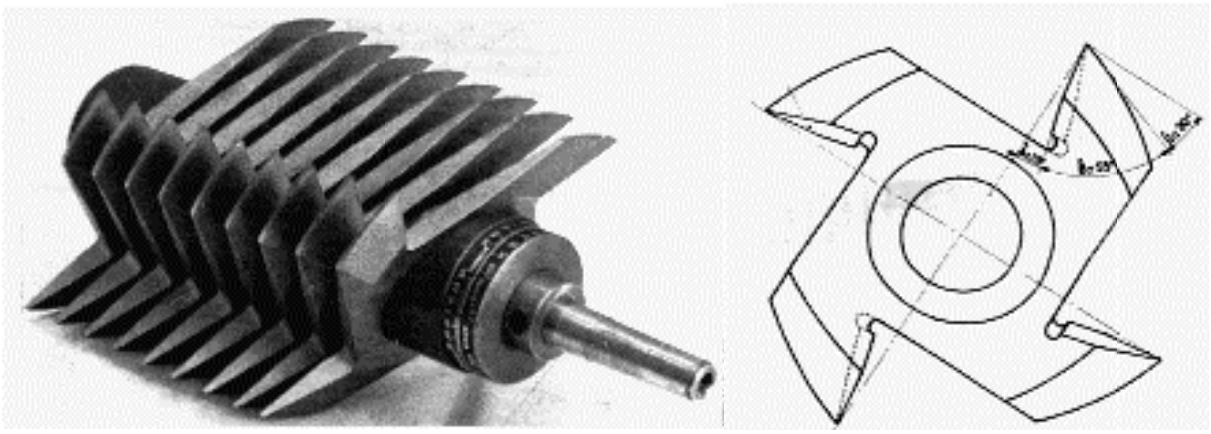


Figura 61: Ferramenta utilizada para a usinagem dos entalhes múltiplos.

Essa ferramenta é instalada em uma tupia de alta rotação e deve estar sempre com um bom corte para evitar superaquecimento ou até mesmo a queima da madeira durante o processo de usinagem.

Uma vez usinados os entalhes múltiplos, é necessário se proceder a colagem dessa emenda longitudinal quase que imediatamente após a usinagem. Isto, para evitar variações na geometria dos dentes devido o movimento de retração ou inchamento da madeira.

A cola empregada é a mesma da colagem entre as lâminas.

A pressão de colagem a ser empregada na emenda por entalhes múltiplos, também é definida pela DIN 68 140 e está apresentada no gráfico da Figura 62. Este gráfico foi estabelecido pelo Centre Technique du Bois e de l'Ameublement - CTBA (França), com base na norma alemã.

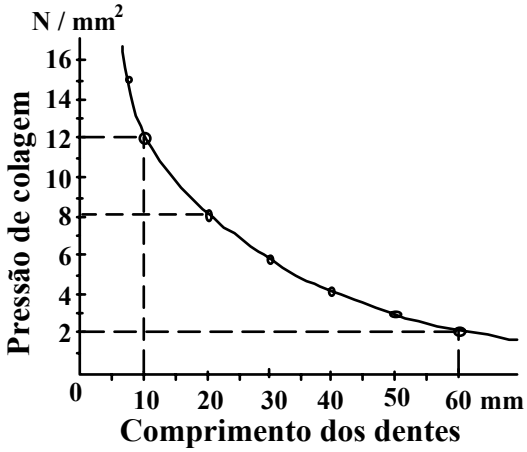


Figura 62: Pressão de colagem em função do comprimento dos entalhes.

No que diz respeito à composição de um elemento estrutural concebido em laminado-colado, deve-se observar que apesar da grande eficiência das emendas realizadas por entalhes múltiplos, é recomendável se respeitar a seguinte distribuição das mesmas no interior da peça:

- considerando as lâminas mais externas, ou seja, que se encontram na quarta parte externa da altura da seção transversal da peça, deve-se espaçar as emendas de lâminas vizinhas de no mínimo 20 vezes a espessura da lâmina.
- na metade central da peça o espaçamento entre emendas de lâminas vizinhas deve ser de no mínimo 12 vezes a espessura da lâmina.
- num comprimento de 305 mm o número de emendas não deve ser superior ao número total de lâminas, dividido por 4.

No caso de utilização da cola de resorcina, o consumo é de aproximadamente 300 a 500 g/m^2 com aplicação nas duas faces das lâminas.

Uma vez as lâminas estando coladas e justapostas, dando, portanto a composição e conformação do elemento estrutural, a aplicação da pressão de colagem deve seguir o que recomenda o fabricante da cola.

No entanto, estudos realizados em alguns países, mostram que para a cola de caseína, a França e a Suíça recomendam uma pressão entre 5 e 8 kg/cm^2. Para a cola de uréa-formol, a França recomenda 7 a 10 kg/cm^2 no caso de junta fina e 3 a 5 kg/cm^2 no caso de junta espessa. Para a cola de resorcina, os norte-americanos recomendam uma pressão de 13 kg/cm^2 e os franceses entre 15 e 17 kg/cm^2. Já, o Canadá recomenda a aplicação de 7 kg/cm^2 em todos os casos.

No que diz respeito à fabricação de elementos estruturais de MLC, no próprio canteiro de obra, é possível se empregar uma pressão de colagem através de pregos. Neste caso, é preciso observar que a madeira esteja seca, ou seja, entre 12 e 15% de teor de umidade e que os pregos tenham um comprimento de duas vezes a espessura das lâminas. A pressão deve se dar na base de um prego para cada 20 cm^2 de superfície colada.

Durante o processo de colagem, é necessário se observar também o tempo de "colagem aberta" e o tempo de "colagem fechada".

- tempo de colagem aberta, é o tempo entre a aplicação da cola na lâmina e a sua colocação em contato com a lâmina adjacente.

- tempo de colagem fechada, é o tempo entre a colocação da lâmina em contato com a adjacente e a aplicação da pressão de colagem.
- tempo total, compreende o tempo decorrido desde a aplicação da cola na primeira lâmina até o momento da aplicação da pressão de colagem.

O tempo de colagem aberta deve ser reduzido ao mínimo uma vez que nessas condições a cola seca rapidamente devido a evaporação do solvente.

O tempo total, que depende evidentemente da cola empregada, não deve, por exemplo, no caso da resorcina, ultrapassar uma hora. Isto, considerando um tempo máximo de colagem fechada, da ordem de 45 minutos.

Uma vez aplicada a pressão de colagem, deve-se aguardar um período de 16 a 24 horas, para a retirada da pressão.

Essa retirada da pressão deve ser feita de forma gradual em toda a extensão do elemento estrutural, ou seja, não deve ser brusca e nem localizada.

Uma vez retirada a pressão de colagem, é necessário aguardar um período de sete dias, antes de se proceder o acabamento final do elemento estrutural. Este período é necessário para que a cola atinja a sua resistência máxima, após a polimerização.

A etapa final de preparação do elemento estrutural compreende o acabamento. Nessa etapa, a peça é aplainada lateralmente, tem as extremidades recortadas para dar a sua forma final, assim como, são realizados os furos e entalhes necessários para as ligações entre peças e também entre a peça e o apoio.

O aspecto final depende do produto empregado como proteção fungicida e inseticida, assim como, da aplicação de produtos de impregnação decorativa.

13.10. POSSIBILIDADES DE UTILIZAÇÃO DA MADEIRA LAMINADA-COLADA

São inúmeras as possibilidades arquitetônicas de aplicação da MLC. No entanto, em termos de Brasil, devemos reconhecer que a forma mais conhecida está apenas na composição de arcos.

Por outro lado, pode-se dizer que de uma maneira geral, em países onde o emprego dessa técnica é bastante difundido, as estruturas de MLC são bastante conhecidas pela sua característica de vencer grandes vãos.

No que diz respeito à fabricação industrial, vemos que em termos de Brasil são bem poucas as indústrias que trabalham na fabricação de estruturas de MLC. No entanto, é vasto o campo de aplicação e imensa as possibilidades dos projetistas explorarem esteticamente a sua composição no conjunto estrutural.

Em outros países, a técnica da MLC tem sido empregada sob as mais variadas formas. A sua aplicação em edificações, cuja finalidade de uso é das mais diversificadas, tem sido enorme. Existem estruturas na forma de suporte de viadutos, localizados sobre auto-estradas, coberturas de grande vãos na forma de cascas finas, estádios olímpicos, arquibancadas de grandes dimensões, além de edificações onde o projetista procura explorar ao máximo as formas estéticas possíveis de serem realizadas, como no caso de projetos de igrejas, escolas e teatros.

De uma forma geral, pode-se dizer que a solução de aplicação de elementos estruturais em MLC nas edificações deve ser adotada em função da solicitação a que o elemento vai estar submetido.

Neste caso, observa-se que para vigas simplesmente apoiadas é possível se prever em geral, um vão da ordem de 15 m. No entanto, se a viga for contínua ou do tipo "Gerber", os vãos livres podem chegar a 20 m.

Na função de arco, cujo funcionamento é bastante favorável ao emprego da MLC, pode-se atingir vãos de 100 m ou mais. Isto, em soluções isostáticas com tri-articulado ou hipóteses de duas articulações. Neste último, é possível ainda a composição de arcos com vigas retas.

Na hipótese de ser necessário deixar um dos lados da estrutura, totalmente livre, como nos casos de coberturas de arquibancada, é possível se atingir vãos de 15 a 20 m em balanço. Isto, na forma de arcos fixos ao nível do solo ou na forma de vigas retas apoiadas sobre pilares de concreto.

No caso de "Sheds", pode-se vencer vãos de 8 a 12 m repousando sobre pórticos também de MLC que cobrem vãos de até 20 m na direção em que os mesmos estão posicionados.

Enfim, cada concepção estrutural pode ser solucionada de forma adequada com o emprego da técnica da MLC.

13.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista o indiscutível potencial da madeira aplicada sob a técnica do laminado-colado, é preciso que desapertemos no Brasil o interesse por essas estruturas.

Devemos desde já, iniciar o estudo e caracterização das madeiras que melhor possam se adequar a essa forma de emprego desse material nobre e que é de fonte renovável.

O campo de pesquisa é enorme, e pode incluir desde a parte botânica e de manejo florestal, até a fase de desdobro da madeira de forma racional no sentido da fabricação de peças de MLC.

Não se pode ignorar também as pesquisas que podem correr paralelamente, no sentido de se conceber elementos de ligações visando facilitar a composição do conjunto estrutural.

Enfim, não podemos deixar passar desapercebido que o uso do material madeira como elemento estrutural, concebido sob a forma de MLC, vem ganhando lugar de destaque em diversos países e que a indústria das madeiras laminadas-coladas estão com um mercado bastante próspero.

O que é preciso, em termos de Brasil, é antes de tudo mudar a mentalidade a respeito da madeira como material de emprego estrutural, mas acima de tudo, deixar de continuar empregando a madeira sem o menor cuidado ou até mesmo, sem o menor conhecimento da potencialidade de suas características físicas e mecânicas.

É sem dúvida, o mau emprego de um material, o que mais contribui para a sua depreciação.



Figura 63: Pavilhão de exposições de Avignon, França – 112 m de diâmetro.

14. BIBLIOGRAFIA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-7190:1997, Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **Projeto de Estruturas de Madeira**. NBR-7190:1997. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 107p.

ALMEIDA, Pedro A. O. **Estruturas em madeira**. São Paulo: USP – Departamento de Fundações e Estruturas, 1998.

ÁRVORES do Brasil. Disponível em: < http://www.arvore.hpg.ig.com.br/jatoba1/index.htm>. Acesso em: 09 abr. 2003.

BRUGER e RICHTER. **Anatomia da madeira**. Ed. Nobel, 1991. ISBN: 8521306695

CALIL JÚNIOR, C.; BARALDI, L.T.; STAMATO, G. C.; FERREIRA, N. S. S. **Estruturas de madeira**. São Carlos: USP – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2000. 101p.

CRUZ, H.; MACHADO, J. S. e NUNES, L. Problemas de conservação de madeira em edifícios. **II Encontro de Conservadores e restauradores (ENCORE)**. Lisboa, Portugal, 1994. 11 p.

JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA. Cartilla de construccion con madera. Talleres Gráficos de Carjal. Colômbia: Cali, 1980. 280 p.

LEPAGE, Ennio Silva et al. **Manual de preservação de madeiras**. São Paulo: IPT – Divisão de Madeiras, 1986. Vol. 1. 341p.

REPRODUÇÃO da plantas. Disponível em: <http://www.m12.hpg.ig.com.br/repro.htm>. Acesso em: 09 abr. 2003.

RODRIGUES, Manoel Santinho. **Estruturas de madeiras I**. Cuiabá: UFMG – Departamento de Engenharia Civil, 2000. 119p.

ROSA, José Perilo. **Estruturas de madeira I**. Notas de aula. Belém do Pará: UFPA – Departamento de Estruturas, 1999. 63p

SZÜCS, Carlos Alberto. **Madeira Laminada-Colada:** aplicação estrutural da madeira sob a técnica do laminado-colado. Florianópolis: UFSC – Departamento de Engenharia Civil, 1992. 13p.

TEREZO, Rodrigo F. **Patologia em edificações de madeira**. Florianópolis: UFSC – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, trabalho de classe, 2002. 50 p.

WILCOX, W. W.; BOTSAI, E. E. e KUBLER, H. **Wood as a building material**: a guide for designers and builders. John Wiley & Sons. New York, EUA, 1991. 215 p. ISBN: 0-471-52722-10.

ANEXO A

Valores médios de Resistência de algumas madeiras – NBR 7190/97 (Anexo E)

Reprodução das Tabela E.1, E.2 e E.3 (Anexo E, NBR 7190/97)

Tabela 22: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para u = 12%)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (kg/m^3)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (Mpa)	f_{t90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
Angelim Araroba	*Votaireopsis 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 Verdadeiro	*Dinizia excelsa*	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilho	*Termilalia 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
Canafístula	*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	*Eucaliptus 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

Tabela 23: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para u = 12%)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (kg/m^3)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{t90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
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
Guarucaia	*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
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 rigidez apresentadas neste anexo 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
Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais δ = 18%
Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais δ=28%

ANEXO B

Neste anexo são apresentadas fórmulas para o dimensionamento de peças tracionadas e comprimidas desenvolidas pelo acadêmico Rômulo Ceretta.

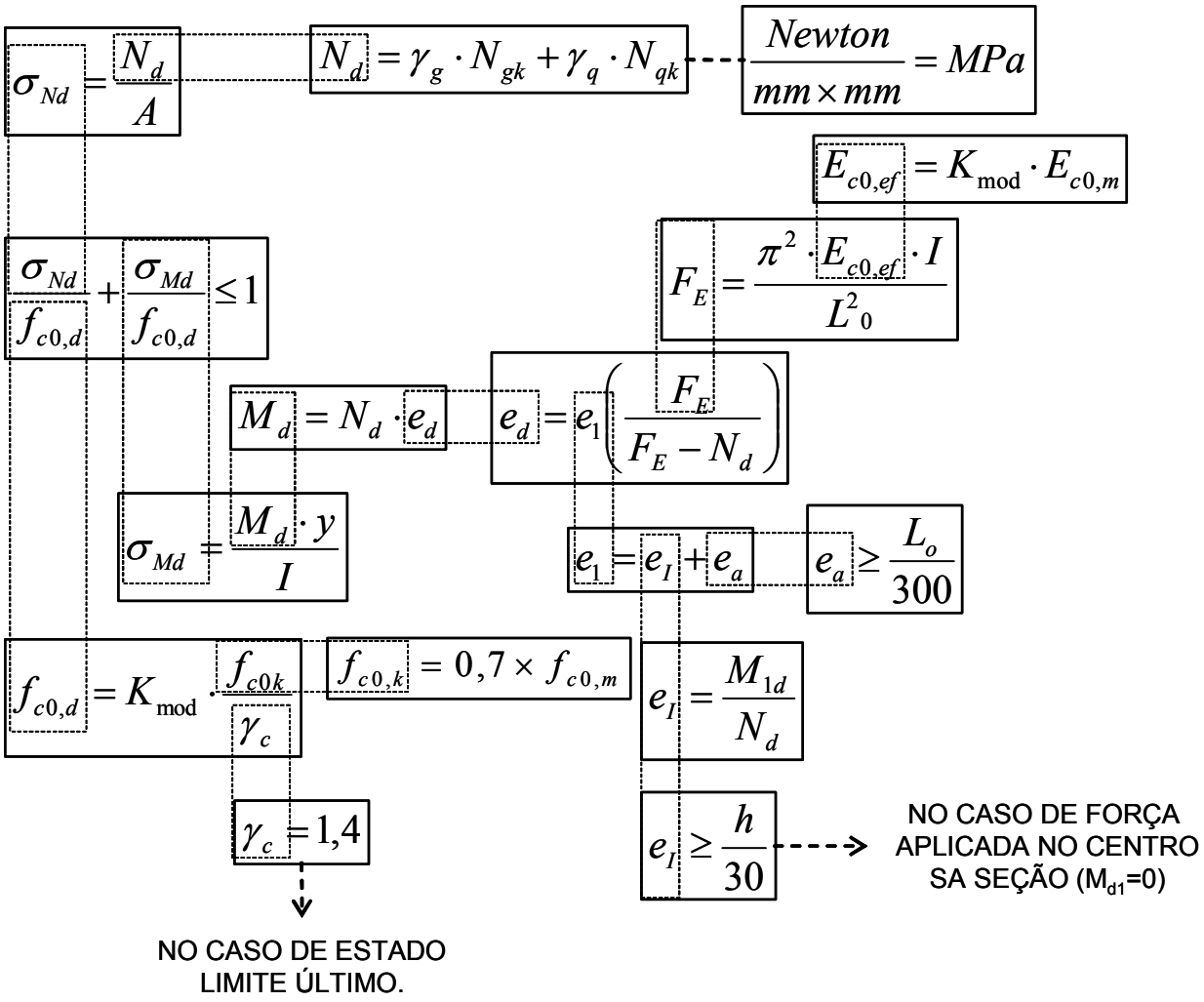
1. Tração

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

2. Compressão de peças curtas

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

3. Compressão de peçes medianamente esbeltas



4. Compressão de peças esbeltas

