



KLS

Estruturas de Madeira e Estruturas Metálicas

Estruturas de Madeira e Estruturas Metálicas

Rosiane Camargos dos Santos

© 2019 por Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida ou transmitida de qualquer modo ou por qualquer outro meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia, gravação ou qualquer outro tipo de sistema de armazenamento e transmissão de informação, sem prévia autorização, por escrito, da Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Presidente

Rodrigo Galindo

Vice-Presidente Acadêmico de Graduação e de Educação Básica

Mário Ghio Júnior

Conselho Acadêmico

Ana Lucia Jankovic Barduchi

Danielly Nunes Andrade Noé

Grasiele Aparecida Lourenço

Isabel Cristina Chagas Barbin

Thatiane Cristina dos Santos de Carvalho Ribeiro

Revisão Técnica

Barbara Nardi Melo

Maria Fernanda de Oliveira Braga

Editorial

Elmir Carvalho da Silva (Coordenador)

Renata Jéssica Galdino (Coordenadora)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Santos, Rosiane Carmagos dos
S237e Estruturas de madeira e estruturas metálicas / Rosiane
Camargos dos Santos. – Londrina : Editora e Distribuidora
Educacional S.A., 2019.
184 p.

ISBN 978-85-522-1388-8

1. Elementos estruturais em madeira. 2. Elementos
estruturais em aço. 3. Ligações estruturais. I. Santos,
Rosiane Carmagos dos. II. Título.

CDD 624

Thamiris Mantovani CRB-8/9491

2019

Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Avenida Paris, 675 – Parque Residencial João Piza

CEP: 86041-100 — Londrina — PR

e-mail: editora.educacional@kroton.com.br

Homepage: <http://www.kroton.com.br/>

Sumário

Unidade 1	
Estruturas de madeira: propriedades, ações e ligações.....	7
Seção 1.1	
Características e propriedades da madeira	9
Seção 1.2	
Sistemas estruturais em madeira.....	23
Seção 1.3	
Ligações de peças estruturais de madeira.....	41
Unidade 2	
Estruturas de madeira: dimensionamento.....	57
Seção 2.1	
Barras de madeira tracionadas.....	58
Seção 2.2	
Barras de madeira comprimidas.....	68
Seção 2.3	
Vigas de madeira	81
Unidade 3	
Estruturas metálicas: propriedades, ações e ligações.....	95
Seção 3.1	
Características e propriedades do aço	97
Seção 3.2	
Sistemas estruturais em aço	110
Seção 3.3	
Ligações de elementos estruturais de aço.....	123
Unidade 4	
Estruturas metálicas: dimensionamento	141
Seção 4.1	
Barras de aço tracionadas.....	142
Seção 4.2	
Barras de aço comprimidas.....	153
Seção 4.3	
Barras de aço fletidas.....	165



Palavras do autor

Caro aluno, o conhecimento quanto ao dimensionamento das *Estruturas de Madeira e Estruturas Metálicas* é de grande importância para o profissional de engenharia civil, uma vez que ambos os materiais figuram como soluções estruturais aplicáveis a diversas finalidades construtivas. A madeira é um dos materiais mais antigos utilizados na construção civil e apresenta diversos fatores que a colocam como um importante material estrutural; já o aço possibilita aos profissionais da área de construção soluções estruturais arrojadas, eficientes e de alta qualidade. Como um profissional que atuará no segmento de mercado que é responsável por boa parte da movimentação de capital do país, você será solicitado a definir a solução técnica a ser empregada nos projetos, aliada à viabilidade econômica e respeitando os aspectos estéticos projetados. O objetivo desta disciplina é capacitá-lo para o uso da madeira e do aço como material estrutural, bem como fornecer as informações referentes às normas de cálculo e critérios de dimensionamento dos diversos elementos estruturais.

No decorrer deste livro, você terá contato com informações que lhe permitirão conhecer as propriedades relacionadas a cada material, madeira e aço, bem como com os conceitos fundamentais das ligações para o dimensionamento dos elementos estruturais; e lhe darão condições para aplicar seus conhecimentos dos critérios de dimensionamento para definir os elementos estruturais, tanto em madeira como em aço.

Para melhor desenvolver as competências necessárias, este livro está organizado em quatro unidades. Na Unidade 1 você conhecerá as características e propriedades da madeira, os sistemas estruturais em madeira e as ações atuantes nos mesmos, além dos tipos de ligações utilizados com este sistema estrutural. Já na Unidade 2 abordaremos os critérios de dimensionamentos de elementos de madeira submetidos a esforços de tração, compressão e flexão. A Unidade 3 é dedicada às estruturas metálicas, na qual discorreremos sobre as características e propriedades do aço, e conheceremos os sistemas estruturais em aço e os meios de ligação em estruturas metálicas. Para encerrar, na Unidade 4 trataremos dos critérios de dimensionamento de barras de aço tracionadas, comprimidas e fletidas.

Sendo assim, convidamos você para iniciarmos o estudo desses temas tão importantes para o engenheiro civil, e esperamos que as informações contidas neste livro possam ser o início de um processo de aprendizado contínuo, que possa levá-lo a buscar novas fontes de pesquisa que contribuirão para o aprofundamento dos seus conhecimentos acerca do dimensionamento das estruturas.

Bons estudos!

Unidade 1

Estruturas de madeira: propriedades, ações e ligações

Convite ao estudo

Caro aluno, nesta unidade você iniciará seus estudos sobre as estruturas de madeira. No seu dia a dia, a maior parte das estruturas com as quais você tem contato são executadas utilizando-se o concreto como material estrutural. Você já parou para pensar o motivo pelo qual isso acontece e como viabilizar a utilização da madeira como elemento estrutural? A madeira é um dos materiais mais antigos utilizados pelo homem na construção civil e os conhecimentos em relação à correta aplicação deste material, por meio da escolha apropriada da espécie e do sistema estrutural, pode colocar a sua utilização como uma alternativa até mesmo vantajosa em relação ao concreto.

O conhecimento das propriedades dos materiais e dos conceitos fundamentais das ligações para o dimensionamento dos elementos estruturais de madeira, que lhe será transmitido nesta unidade, lhe dará os subsídios necessários para que você possa analisar as propriedades dos materiais e determinar as ligações entre as peças estruturais de madeira.

Para exemplificar, vamos inseri-lo em um contexto hipotético: imagine que você é um engenheiro recém-formado que foi contratado por uma empresa responsável pelo cálculo estrutural de obras de diferentes portes, sejam elas residenciais, comerciais ou industriais. A sua empresa foi contratada recentemente para a elaboração dos projetos estruturais de um hotel fazenda voltado ao turismo ecológico e você foi alocado na equipe de projeto responsável pelo cálculo dos elementos estruturais desse empreendimento. Por se tratar de um hotel fazenda, o cliente gostaria que os elementos estruturais refletissem um ambiente rústico e em perfeita sintonia com a natureza, logo, a presença de elementos estruturais em madeira é uma excelente opção.

Você estará inserido em um contexto em que a criatividade, aliada aos conhecimentos científicos e práticos, serão fundamentais para a resolução deste desafio. Desta forma, perguntamos: o que você sabe sobre o comportamento da madeira quando utilizado como elemento estrutural? Como as propriedades físicas e mecânicas da madeira influenciam a seleção do tipo de material que será utilizado? Você compreende como aplicar os conceitos de

análise estrutural correlacionados com as propriedades dos materiais para a realização do dimensionamento dos elementos construtivos? Como viabilizar a junção dos elementos estruturais possibilitando, assim, a construção de diferentes estruturas?

Ao final desta unidade você será capaz de responder a essas e outras perguntas, uma vez que agora abordaremos as características e propriedades da madeira, trataremos dos sistemas estruturais em madeira e discutiremos sobre os tipos de ligações de peças estruturais em madeira.

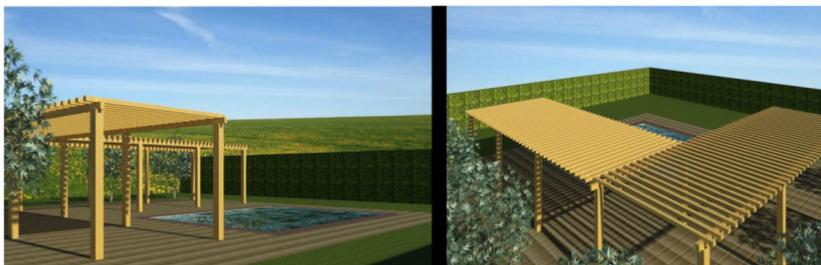
Características e propriedades da madeira

Diálogo aberto

No processo de elaboração de um projeto, é fundamental que você conheça as características do material com o qual trabalhará para que, dessa forma, a especificação do material ocorra de forma adequada, garantindo a segurança estrutural e a durabilidade das estruturas. Nesta seção abordaremos as características e propriedades da madeira. Este conhecimento é importante para determinar qual tipo de madeira será mais adequada de acordo com a finalidade de uso da edificação que se esteja projetando. Ao longo da sua vida você já se deparou com diversos elementos em madeira utilizados na construção civil, desde elementos de esquadrias, como portas e janelas, a estruturas de telhados, pilares e vigas, e com certeza você percebeu que as características apresentadas pela madeira nessas diversas utilizações são diferentes.

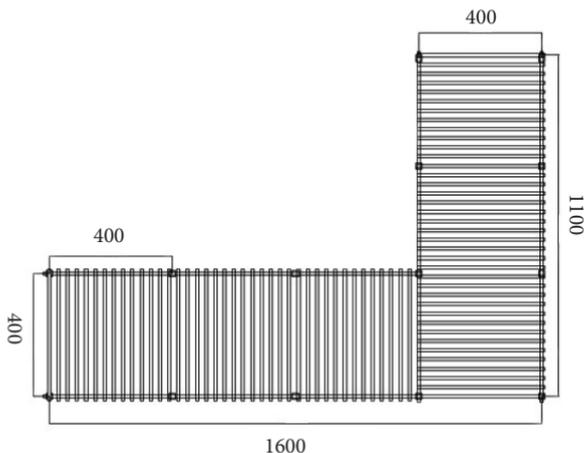
Lembre-se de que você é um engenheiro recém-formado trabalhando em uma empresa de cálculo estrutural. A elaboração dos projetos estruturais para o hotel fazenda está a todo vapor. Entre os diversos elementos que utilizarão a madeira como material estrutural, teremos um pergolado que será instalado na área de lazer. Trata-se de uma estrutura composta por pilares e vigas de madeira, que ficará exposta às intempéries (sol, chuva, etc.). Como sua primeira tarefa, foi-lhe solicitada a caracterização da madeira a ser utilizada nesses elementos. Para facilitar o entendimento do projeto, seu supervisor apresentou alguns detalhes do projeto: a Figura 1.1 mostra o projeto arquitetônico em 3D do pergolado, e a Figura 1.2, a planta baixa.

Figura 1.1 | Vista 1 do projeto Arquitetônico 3D do pergolado



Fonte: elaborada pelo autor.

Figura 1.2 | Planta baixa do pergolado (em centímetros)



Fonte: elaborada pelo autor.

Como profissional, você deverá entender como as características (classificação, tipo, propriedades físicas e mecânicas) da madeira utilizada afetarão a segurança estrutural dos elementos, sendo assim, você está convidado a ampliar os seus conhecimentos acerca desse assunto.

Bons estudos!

Não pode faltar

Classificação das madeiras utilizadas na construção civil

A madeira é um dos materiais de construção mais antigos utilizados pelo homem, capaz de resistir tanto à tração como à compressão, e é empregada em diferentes setores da construção civil, desde o acabamento até a estrutura. No entanto, a sua utilização como elemento estrutural ainda é pouco difundida no Brasil, diferentemente de países como os Estados Unidos, onde este material é amplamente utilizado. Entre os motivos utilizados para justificar o baixo emprego da madeira como elemento estrutural está o preconceito quanto à durabilidade e à resistência, devido ao desconhecimento das características do material, aliado ao pensamento de que a sua utilização aumentaria a degradação florestal. Porém esse argumento não leva em consideração a possibilidade de um manejo sustentável das florestas nativas, bem como das plantadas e os recursos técnicos existentes que podem ser empregados nos processos de reflorestamento, permitindo-se melhorar a qualidade da matéria-prima de acordo com sua finalidade de utilização. Entre as diversas vantagens da utilização da madeira, pode-se citar o baixo consumo de energia para o

seu processamento, a boa resistência mecânica, as boas características de isolamento térmico e acústico, a facilidade de ser trabalhada, seja manualmente ou com a utilização de equipamentos, além de ser um material renovável.

A madeira é um material extraído naturalmente dos troncos das árvores e pode ser classificadas como **madeiras duras**, provenientes das dicotiledôneas, de crescimento lento, e as **madeiras macias**, provenientes de árvores coníferas, de crescimento rápido. Essas características diferenciam-se pela estrutura celular dos seus troncos e não necessariamente pela sua resistência final (PFEIL; PFEIL, 2017).

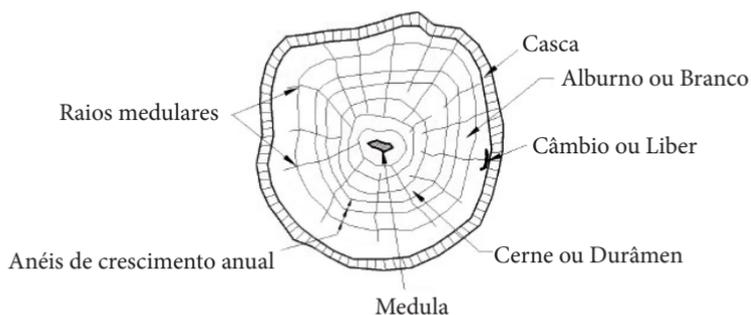


Refleta

As dicotiledôneas são árvores da classe das angiospermas, caracterizando-se por serem árvores frondosas com folhas achatadas e largas, de grandes diâmetros de tronco, como o cedro, o jatobá, a peroba, o ipê, o cumaru, o carvalho e a imbuia. As dicotiledôneas de melhor qualidade também são chamadas de **madeira de lei**. As coníferas são árvores da classe das gimnospermas, que se caracterizam por serem resinosas; trabalham como um repelente para os insetos que possam agredir a estrutura, tendo as folhas em forma de agulhas e sementes em forma de cones, como os pinheiros, araucárias e pinhos.

Quanto ao tipo de crescimento, as árvores podem ser classificadas como de crescimento endógeno ou exógeno. As árvores de crescimento **endógeno** são aquelas em que o desenvolvimento do caule acontece de dentro para fora, como os bambus e as palmeiras. Já as árvores de crescimento **exógeno** são aquelas em que o desenvolvimento do caule se dá de fora para dentro, com o passar das estações, ou seja, crescem com adição de camadas externas sob a casca, conforme Figura 1.3, sendo estas as árvores produtoras de madeira para a construção.

Figura 1.3 | Seção transversal do tronco e suas camadas



Fonte: Pfeil e Pfeil (2017, [s.p.]).

A casca tem a função de proteger as árvores externamente. O albúrnio é uma área mais sensível à decomposição por fungos; no entanto, é mais facilmente penetrada por agentes protetores como o açafreão e alguns sais minerais. Já o cerne é formado pela inatividade das células vivas do albúrnio à medida que o tronco cresce. Apresenta coloração mais escura, tendo a função de sustentar o tronco e, sendo assim, tem características de durabilidade superiores, logo, é de onde as madeiras de construção devem ser preferencialmente retiradas. A medula é o tecido macio, em torno do qual se verifica o primeiro crescimento da madeira; como os troncos crescem pela adição de anéis em volta da medula, contando-se esses anéis é possível conhecer a idade da árvore (PFEIL; PFEIL, 2017).

Tipos de madeira usados na construção civil

Segundo Pfeil e Pfeil (2017) as madeiras utilizadas na construção civil podem ser do tipo **maciça** (bruta ou roliça, falquejada e serrada) ou **industrializada** (compensada, laminada e colada, e recomposta).

Madeira bruta ou roliça

Apresenta baixo grau de processamento, sendo abatidas, preferencialmente, na época da seca, quando tem o menor grau de umidade. Quando a casca é retirada, deixando-se o tronco secar, primeiramente a água contida no interior das células ocas evapora-se; nesta fase a madeira recebe o nome de meio seca. Quando a madeira atinge um ponto de equilíbrio com a umidade atmosférica, é chamada de seca ao ar. As madeiras que não passam por um período adequado de secagem, apresentam retrações transversais que provocam rachaduras nas extremidades dos troncos. Empregada em forma de tronco, na condição meio seca ou seca ao ar, a madeira roliça é utilizada com mais frequência em construções provisórias, como escoramentos, conforme Figura 1.4, e construções de andaimes, além da sua utilização em postes de distribuição de energia elétrica. Em geral, a madeira roliça precisa receber produtos que a protejam contra a deterioração. As madeiras roliças de uso mais comum no Brasil são os pinhos-do-paraná e os eucaliptos, sendo as espécies de eucalipto (*Eucalyptus* spp.) comumente empregados no Brasil no processo de reflorestamento, o que torna o seu uso amplamente difundido na construção civil.

Madeira falquejada

Trata-se da madeira obtida dos troncos das árvores por meio de cortes realizados com machados, de modo que as partes laterais são retiradas, caracterizando-se as sobras, formando seções quadradas ou retangulares. Utilizadas comumente em dormentes de madeira (Figura 1.4), estacas, cortinas cravadas

e pequenas pontes, as seções maciças obtidas podem alcançar grandes dimensões, como 30 cm × 30 cm ou mesmo 60 cm × 60 cm.

Madeira serrada

Produzida em serrarias nas quais as toras são processadas mecanicamente, obtendo-se peças de seções quadradas ou retangulares. De acordo com Pfeil e Pfeil (2017), as árvores devem ser abatidas ao atingir a maturidade, uma vez que nessa fase o cerne ocupa a maior área no tronco, o que conduz a madeiras de melhor qualidade. O corte do tronco em peças deve ocorrer logo após a árvore ser cortada, a fim de evitar a ocorrência de defeitos devido à secagem da madeira. Os troncos são cortados em serras especiais, de fita contínua, e divididos em diversas lâminas ou pranchas conforme as espessuras desejadas, em geral, com dimensões padronizadas para o comércio (Figura 1.4). Após o corte, a madeira deve passar por um adequado período de secagem para evitar danos a estrutura, como empenamento e fendilhamentos. Devido a problemas de transporte e manejo, o comprimento das toras é limitado, geralmente, entre 4 m e 6 m. A madeira serrada é comumente utilizada em estruturas de coberturas, incluindo-se treliças, terças, ripas e caibros, além de pranchas, vigas, vigotas, sarrafos e pontalotes, entre outros.

Figura 1.4 | Madeiras maciças



Fonte: iStock.

Madeira compensada

A madeira compensada (Figura 1.5) é formada pela colagem de três ou mais lâminas, sempre em número ímpar, alternando-se as direções das fibras ortogonalmente, o que conduz a um produto mais estável, possibilitando, assim, que algumas propriedades físicas e mecânicas sejam superiores às da madeira maciça. É vantajoso, por exemplo, quando utilizada em estados biaxiais de tensão, como os que ocorrem nas almas das vigas, estruturas de placas dobradas ou nas estruturas de casca. Comumente utilizadas em portas, armários e divisórias, as lâminas são obtidas das toras ou de peças retangulares, utilizando-se facas especiais para corte. Em geral, o corte é feito com rotação do tronco de madeira em torno de seu eixo, e pode passar pelo processo de secagem natural ou artificial. Os compensados destinados à utilização em seco podem ser colados com cola de caseína, já os estruturais, sujeitos a variações de umidade ou expostos ao tempo, devem ser fabricados com colas sintéticas.

Madeira laminada e colada (MLC)

Produto estrutural, formado por associação de lâminas de madeira selecionada, com espessuras entre 1,5 cm e 3,0 cm coladas com adesivos e sob pressão. As lâminas podem ser emendadas com cola nas extremidades, formando peças de comprimentos superiores a 40 m e altura superior a 2 m, formando grandes vigas, geralmente de seção retangular. Devido à necessidade de peças com baixo teor de umidade, as lâminas são secas em estufas antes de passarem pelo processo de colagem. As emendas são distribuídas ao longo da peça de forma desordenada visando ao aumento de resistência da peça final, sendo o tipo de cola e a técnica de colagem fundamental para a durabilidade do produto. Com relação à madeira maciça, a MLC apresenta a vantagem de possibilitar a confecção de peças de grandes dimensões e permitir um melhor controle de umidade da lâmina, o que contribui para a redução dos defeitos provenientes da secagem, de proporcionar a escolha de lâminas de maior qualidade para serem utilizadas em pontos de maiores tensões, além de viabilizar a construção de estruturas curvas (Figura 1.5)

Figura 1.5 | Madeiras industrializadas



Fonte: iStock.

Madeira recomposta

Ela é formada a partir de resíduos da madeira serrada e compensada moldada em barras ou chapas e colada sobre pressão. Devido a sua baixa resistência e durabilidade, geralmente não são considerados como material estrutural. Usualmente são denominadas como chapas de madeira aglomerada, MDF (*Medium Density Fiber* – Fibra de Média Densidade) ou HDF (*High*

Density Fiber – Fibra de Alta Densidade), como ilustra a Figura 1.5. Temos ainda o OSB (*Oriented Strand Board* – Painel de Tiras de Madeira Orientadas), que é muito popular na América do Norte e na Europa em aplicações estruturais. Fabricados com finas lascas de madeira coladas sob pressão e alta temperatura mantém semelhança com as placas de madeira compensada, mas com menor massa específica, o que conduz à significativa vantagem econômica.



Dica

Para ampliar seus conhecimentos sobre as propriedades da madeira, sua classificação e utilização, sugerimos a leitura do artigo de Zenid (2015): Zenid, Geraldo José. **Madeira na Construção Civil**.

Propriedades físicas da madeira usada na construção civil

As propriedades físicas da madeira influenciam diretamente o desempenho e resistência do material utilizado para fins estruturais. De acordo com Calil Junior, Lahr e Dias (2003), diversos fatores influenciam as características físicas da madeira, entre eles, o clima, o solo, a tipologia da madeira, a fisiologia da árvore, a anatomia do sistema lenhoso e a variação química, o que faz com que os valores numéricos – obtidos em ensaios de laboratório – das propriedades da madeira apresentem uma grande variabilidade.

Anisotropia: a madeira é um material anisotrópico, ou seja, apresenta três direções principais: longitudinal, radial e tangencial. No entanto, a diferença de propriedades na direção radial e tangencial são menores quando comparadas com a direção longitudinal. É comum as propriedades da madeira serem apresentadas apenas na direção longitudinal (fibras principais) e na direção perpendicular às mesmas fibras.

Umidade (U): a umidade tem grande influência sobre as propriedades da madeira, sendo determinada pela seguinte expressão, onde P_i é o peso inicial da madeira e P_s é o peso da madeira seca em estufa até a constância de peso:
$$U(\%) = \frac{P_i - P_s}{P_s} \times 100.$$

A NBR 7190 (ABNT, 1997) adota como referência 25% para o ponto de saturação com o valor de umidade-padrão de referência de 12%, na temperatura de 20°. A umidade influencia ainda a densidade da madeira, reduzindo-a, o que diminui o custo com o transporte. Além disso, uma baixa umidade facilita aderência dos acabamentos e reduz a proliferação de fungos.



Exemplificando

Supondo que uma amostra de madeira tenha massa de 500 g em umidade de equilíbrio com o ambiente, e após secagem em estufa apresente uma massa de 435 g. Sua umidade será dada por:

$$U(\%) = \frac{P_i - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{500 - 435}{435} \times 100 = 14,71\%$$

Densidade: a NBR 7190 (ABNT, 1997) apresenta a definição de **densidade básica** da madeira, que é a massa específica obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado, e pode ser utilizada para fins de comparação com valores apresentados na literatura internacional. A **densidade aparente** é determinada para uma umidade padrão de referência de 12%, que deve ser utilizada para classificação da madeira e nos cálculos de estruturas. É uma das propriedades mais importantes da madeira, uma vez que serve de referência para a sua classificação, determinando a sua utilização na construção civil. Além disso, a sua determinação define o peso próprio do elemento, informação essencial para o cálculo estrutural.

Retração e inchamento: a retração ou inchamento é uma variação dimensional que ocorre aproximadamente de forma linear, devido à variação de umidade no interior das fibras, entre 0% e 25% (ponto de saturação). Como a madeira apresenta comportamentos diferentes de acordo com a direção em relação às fibras, a retração ocorre em percentagens diferentes em relação às três direções principais.

Deterioração da madeira: a durabilidade da madeira, com relação à biodeterioração, depende da espécie e das características anatômicas. A madeira está sujeita a ataques de fungos, cupins, moluscos e crustáceos marinhos, sendo que algumas espécies apresentam alta resistência natural ao ataque biológico, enquanto outras são menos resistentes. A vulnerabilidade da madeira depende de fatores como: a camada do tronco de onde foi extraída a madeira, a espécie da madeira e as condições ambientais, caracterizadas pelos ciclos de reumidificação devido ao contato com o solo ou com a água. No entanto, alguns tratamentos químicos podem ser empregados à madeira para melhorar a sua durabilidade, porém algumas espécies não podem receber esses tratamentos. Desta forma, a correta seleção do material para a finalidade desejada é de vital importância na garantia da durabilidade da estrutura, assim como a adoção de detalhes construtivos que favoreçam as condições ambientais.



Assimile

É comum que a madeira seja considerada um material de baixa resistência quanto ao fogo, devido ao fato de ser um material combustível. No entanto, ao contrário do pensamento geral, as estruturas de madeira apresentam ótimo desempenho sob a ação do fogo, quando corretamente projetadas e construídas. Uma peça de madeira robusta, quando exposta ao fogo (Figura 1.6) torna-se um material combustível, no entanto, após alguns minutos, uma camada mais externa da madeira se carboniza, tornando-se um isolante térmico e guardando um núcleo de material intacto que mantém as suas propriedades mecânicas.

Figura 1.6 | Seção transversal de madeira submetida ao fogo



Fonte: Pinto e Calil Junior (2004, [s.p.]).

Propriedades mecânicas da madeira usada na construção

As propriedades mecânicas são aquelas relacionadas à resistência e à elasticidade do material. A elasticidade é a capacidade que o material tem de absorver os esforços solicitantes e, após cessada a sollicitação, retornar à forma inicial, sem a manutenção de deformações residuais, estando relacionada ao módulo de elasticidade longitudinal (E), e ao módulo de elasticidade transversal (G). As propriedades de resistência descrevem o comportamento do material quando solicitado por ações externas, buscando identificar a resistência última (resistência a ruptura) da estrutura. Tanto as propriedades de elasticidades quanto as de resistência variam de acordo com a direção da fibra, longitudinal ou perpendicular, devido à característica de anisotropia inerente ao material.

Módulo de elasticidade longitudinal: está relacionado com a rigidez do material. A NBR 7190 (ABNT, 1997) determina o cálculo de três valores para o módulo de elasticidade, sendo eles: módulo de elasticidade longitudinal ($E_{c0,m}$), determinado através do ensaio de compressão paralela às fibras da madeira; módulo de elasticidade normal ($E_{c90,m}$), determinado através do ensaio de compressão normal às fibras da madeira, podendo ser representado como uma fração do módulo de elasticidade longitudinal pela expressão, $E_{c90,m} = E_{c0,m}/20$; e o módulo de elasticidade de flexão (E_M), determinado por meio do ensaio de flexão. Quanto à impossibilidade de se realizar o ensaio de compressão, admitem-se as seguintes relações: Coníferas: $E_M = 0,85 \times E_{c0}$; Dicotiledôneas: $E_M = 0,90 \times E_{c0}$.

Módulo de elasticidade transversal: corresponde à rigidez do material quando submetido a um esforço de cisalhamento. De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), pode ser estimado a partir do módulo de elasticidade longitudinal, onde $G = E_{c0,m}/20$.

Compressão: a compressão na madeira pode ocorrer nas direções normal, paralela ou inclinada. Quando o esforço de compressão ocorre paralelo às fibras, a força é absorvida pelos elementos anatómicos da madeira, conferindo uma grande resistência. No entanto, quando essa solicitação ocorre na direção normal às fibras, a madeira apresenta valores de resistência menores, podendo romper devido ao esmagamento provocado nas fibras. No caso das solicitações inclinadas, adota-se um valor de resistência intermediário entre a compressão normal e a compressão paralela às fibras, dada por:

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

Tração: segundo Calil Junior, Lahr e Dias (2003), a tração pode ser paralela ou perpendicular às fibras. Na direção paralela às fibras, a madeira apresenta elevados valores de resistência e baixa deformação, podendo romper por deslizamento entre as células ou por ruptura das paredes das células. Já na tração normal às fibras, a madeira apresenta baixos valores de resistência, pois tende a separar as fibras, logo, deve-se evitar considerar a resistência da madeira quando solicitada à direção perpendicular às fibras, para efeitos de projeto.

Cisalhamento: poderá ocorrer em peças de madeira no sentido perpendicular às fibras, chamado de cisalhamento vertical, no entanto, esse tipo de solicitação não é crítico, uma vez que antes de alcançar a ruptura por cisalhamento vertical a peça apresentará problemas de resistência à compressão perpendicular às fibras. Outra forma possível de cisalhamento ocorre quando a força é aplicada no sentido longitudinal, horizontalmente, sendo este o caso mais crítico, levando à ruptura devido ao escorregamento entre as células da madeira. Temos ainda a possibilidade de ocorrência do cisalhamento devido a forças aplicadas perpendicularmente às linhas dos anéis de crescimento, que produzem a tendência de as células rolarem umas sobre as outras (CALIL JUNIOR, LAHR; DIAS, 2003).

Flexão simples: de acordo com Calil Junior, Lahr e Dias (2003), a flexão simples provoca nas peças de madeira os esforços de compressão e tração paralelas às fibras, cisalhamento horizontal e compressão normal nas regiões dos apoios, de modo que a ruptura ocorre por formação de falhas de compressão macroscópicas, sendo que eventualmente a peça poderá romper por tração.

Conhecendo as características e propriedades da madeira, os sistemas estruturais em madeira, as ações atuantes e os tipos de ligações, você estará preparado para obter os parâmetros do dimensionamento estrutural com segurança.

Sem medo de errar

A madeira apresenta características próprias para cada espécie, o que a torna mais indicada para certos tipos de aplicação do que para outros, logo é preciso levar em consideração fatores como o peso da estrutura, o local de aplicação – sendo ele interno ou externo –, as características do clima ao qual o material ficará exposto, a maior ou menor probabilidade de ocorrência de ataques por agentes biológicos, além dos aspectos de estéticos desejados. A partir dos seus conhecimentos quanto as características, tipologia e propriedades da madeira, não lhe restam dúvidas de que este é um material que possui excelentes vantagens em sua utilização.

No entanto, muitas são as dúvidas existentes quando se vai construir em madeira: qual espécie de madeira utilizar? Utilizar madeira nativa ou de reflorestamento? A madeira é um material que possui grande diversidade e cuja caracterização é realizada por meio de ensaios definidos nas normas da ABNT, sendo muitas vezes necessária a retirada de amostras de material para que seja possível a determinação de suas propriedades, entre elas, a sua densidade, resistência, rigidez e a umidade, entre outras características necessárias à correta especificação do material.

No que diz respeito ao projeto do pergolado para a área de lazer do hotel fazenda, para que seja possível realizar uma completa caracterização da madeira é necessário considerar as agressões que a madeira sofrerá, uma vez que esta ficará exposta ao tempo (sol, chuva, etc.), sofrendo com a variação de temperatura, radiação solar, variação de umidade devido a períodos de chuvas e estiagens, possível acidez da chuva, o que requer, então, características de elevada resistência a intempéries.

É necessário considerar ainda que a madeira, quando aplicada em ambiente externo, está mais suscetível a ataques de cupins, formigas e fungos, entre outros agentes biológicos, logo, a madeira deve apresentar características de resistência contra esse tipo de agressão ou propriedades que permitam a ela receber tratamentos químicos que preservarão as suas características e garantirão durabilidade.

Você não pode ignorar também a necessidade desta madeira de possuir resistência mecânica adequada ao suporte das cargas atuantes, bem como apresentar uma boa dureza, reduzindo assim a possibilidade de sofrer empenamento ao longo do tempo.

Analisando as necessidades do projeto e as informações discutidas nesta seção, é possível concluir que poderemos utilizar nesse projeto tanto as madeiras duras (madeira de lei), que possuem elevada resistência e durabilidade, quanto as madeiras macias que, por serem resinosas, trabalham como um repelente para os insetos que possam agredir a estrutura. Como opção de espécies a serem utilizadas temos o ipê, que é uma madeira nativa do Brasil muito utilizada para áreas externas por ser altamente resistente à deterioração, o cumaru, espécie também nativa do Brasil, possuindo alta resistência à variação de umidade e elevada resistência a ataque de agentes biológicos, o eucalipto, muito comum como madeira de reflorestamento, mas que precisa passar por tratamento contra a deterioração para ser utilizada, o cedro, caracterizado por ser uma madeira leve e de fácil trabalhabilidade, entre outras. Quanto à tipologia, a madeira poderá ser maciça, ideal para se conseguir um aspecto mais rústico para a estrutura, ou, ainda, industrializada. Saber analisar as propriedades dos materiais a serem utilizados nos projetos é de fundamental importância, para a garantia da segurança estrutural, da durabilidade da estrutura, além da satisfação do cliente.

Avançando na prática

Propriedades da madeira: deterioração

Descrição da situação-problema

Você e sua equipe estão trabalhando na reforma de uma casa de campo, e você é o responsável por coordenar todos os trabalhos, do projeto à execução. Você foi chamado pelo encarregado de obra para resolver um problema: ao se retirar o forro da edificação, a sua equipe de execução se deparou com manifestações patológicas na estrutura de madeira da cobertura, a saber: presença de cupins, elementos estruturais fletidos e infiltrações d'água.

O seu planejamento de obra não havia contemplado a possibilidade dessas manifestações. Agora você precisa determinar as causas desses problemas e definir o procedimento executivo que deve ser adotado para a sua resolução, bem como avaliar o impacto dessas novas atividades no seu planejamento de obra.

Resolução da situação-problema

Conforme aprendido anteriormente, a durabilidade da madeira está diretamente relacionada com as características de resistência à biodegradação, sendo que algumas espécies de madeira possuem resistência natural contra esses ataques, enquanto outras precisam ser submetidas a tratamentos preservativos.

A presença de cupins e outros insetos pode se dar devido à especificação inadequada da espécie da madeira, bem como a ausência da imunização das peças, ou seja, a aplicação de elementos químicos com a função de preservar a integridade do material. Aliado a isso, podemos citar a manutenção inadequada da estrutura e a atuação do intemperismo, promovendo movimentações na estrutura e causando deformações excessivas.

Para garantir a qualidade do serviço final e a segurança da estrutura, você e sua equipe decidiram substituir todas as peças de madeira deterioradas presentes na estrutura da cobertura por peças de madeira devidamente tratadas para esse fim, e como estas atividades não estavam previstas no seu orçamento e no seu cronograma, será necessário comunicar o cliente sobre o novo orçamento e prazos da obra.

Faça valer a pena

1. A madeira é um material largamente utilizado na construção civil, estando presente nos elementos de fechamento, como portas e janelas, nos acabamentos, como pisos e forros e ainda como elementos estruturais, em vigas, pilares, coberturas, podendo ser aplicada internamente ou externamente às edificações.

A respeito dos tipos de madeira utilizados para construção, assinale a alternativa verdadeira.

- a) As madeiras maciças podem ser brutas, serradas ou compensadas.
- b) As madeiras falquejadas são as que apresentam o menor grau de processamento, sendo muito utilizadas como elementos de escoramento de lajes de concreto.
- c) A madeira laminada e colada possui baixa resistência e durabilidade, não sendo utilizada como elemento estrutural.
- d) A madeira compensada é um tipo de madeira maciça comumente utilizada em portas, armários e divisórias.
- e) A madeira serrada é obtida através do corte com serras especiais de troncos de árvores recém-cortadas.

2. Um engenheiro está projetando a cobertura de um templo com capacidade para abrigar 1.500 pessoas e precisa especificar o material adequado para vencer este vão. Considerando esta situação, analise as frases seguintes:

- () A resistência estrutural não é um fator a ser levado em consideração para a definição desse material, sendo primordial o aspecto estético.
- () O material para esta aplicação precisa apresentar características que permitam a confecção de peças de grandes dimensões.
- () A madeira laminada e colada viabiliza a utilização de estruturas curvas, sendo uma opção adequada para esta utilização.
- () As madeiras maciças possuem características que tornam o material ideal para esse tipo de aplicação, como a sua alta densidade e baixo grau de processamento.

Analise as informações, considerando (V) para as verdadeiras e (F) para as falsas, e assinale a seguir a alternativa com a sequência correta de indicação (de cima para baixo):

- a) V, V, F, V.
- b) F, V, V, F.
- c) V, F, F, V.
- d) F, F, F, V.
- e) V, F, V, V.

3. “Manter em pé a floresta amazônica é essencial não só para que a atividade empresarial do setor madeireiro seja sustentável em longo e médio prazos, mas também para assegurar padrões mínimos de qualidade de vida para os brasileiros. Se eliminarmos a floresta, substituindo-a por pasto, plantações ou área urbana, enfrentaremos, cada vez mais, os problemas causados pelas mudanças climáticas, como inundações, falta de água e poluição do ar, entre outros.” (ZENID, 2009)

Com base na ideia expressa no texto acima, avalie as seguintes asserções e a relação propostas entre elas.

- I. “Para os empresários do setor madeireiro e das indústrias compradoras de madeira, como a construção civil, a floresta é importante fonte de matéria-prima.”

PORQUE

- II. “A aquisição de madeira certificada FSC e de fontes controladas é fundamental uma vez que reduz o risco de quem compra e contribui para a conservação das florestas.”

A respeito dessas asserções assinale a alternativa correta.

- a) A asserção I é uma proposição verdadeira, mas a II é uma proposição falsa.
- b) A asserção I é uma proposição falsa, mas a II é uma proposição verdadeira.
- c) As duas asserções são proposições falsas.
- d) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa correta da I.
- e) As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é justificativa correta da I.

Sistemas estruturais em madeira

Diálogo aberto

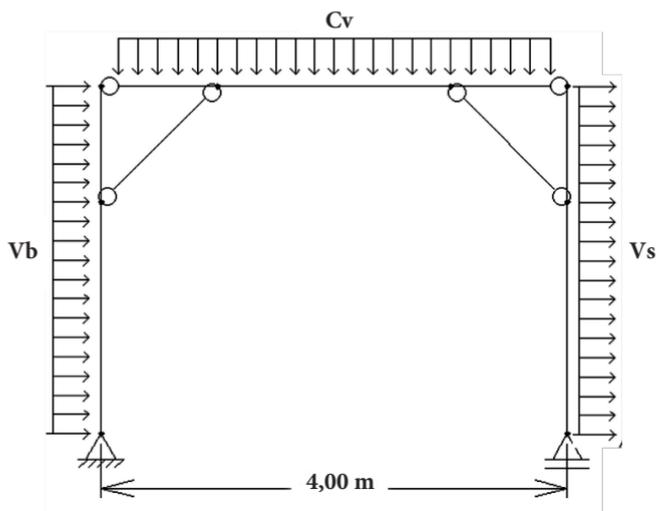
Nesta seção, trataremos de conceitos importantes para a elaboração do projeto estrutural. Iniciaremos com a definição dos principais elementos estruturais em madeira que comporão o sistema construtivo do projeto, bem como os requisitos normativos para a elaboração do projeto estrutural em madeira; além disso, abordaremos os aspectos gerais para o dimensionamento desses elementos estruturais. Em seguida, apresentaremos os princípios relacionados à segurança estrutural dos elementos de madeira e, ao final desta seção, abordaremos o processo de determinação dos esforços solicitantes, ou seja, das cargas (ações) atuantes nas estruturas.

Retomando o nosso contexto de aprendizado, você é um engenheiro recém-formado trabalhando em uma empresa de cálculo estrutural, alocado atualmente no projeto de construção de um hotel fazenda. Seu supervisor ficou muito satisfeito com a sua apresentação sobre a caracterização da madeira que será utilizada na construção do pergolado, sendo assim, ele solicitou que você determine as ações combinadas atuantes neste. Seu supervisor informou que você deverá adotar o sistema estrutural de um pórtico, conforme esquema estrutural mostrado na Figura 1.7. Devido à localização e utilização da estrutura, seu supervisor instruiu-o que a viga do pórtico estará sujeita aos seguintes carregamentos verticais (C_v), linearmente distribuídos: peso próprio (G) = 0,9 kN/m; carregamento acidental (Q) = 1,5 kN/m ; vento em sobrepressão (V_1) = 2,8 kN/m; vento em sucção (V_2) = -0,6 kN/m. Já as colunas estarão sujeitas às seguintes cargas horizontais, linearmente distribuídas: vento a barlavento (V_b) = 2,69 kN/m ; vento a sotavento (V_s) = 1,82 kN/m .

A determinação das ações atuantes – ou solicitantes –, é muito importante para o correto dimensionamento dos elementos estruturais, pois é a partir dessa determinação que saberemos quais os esforços máximos (momento fletor, esforço normal, esforço cortante) que estarão atuando nos elementos. Para auxiliá-lo nessa determinação, seu supervisor informou que você deverá considerar combinação última normal de carregamento.

Para a resolução desta tarefa, você deverá conhecer o comportamento dos diferentes sistemas estruturais, bem como os processos de determinação das ações atuantes na estrutura. Preparado para ampliar seus conhecimentos sobre este tema? Vamos lá, temos muita coisa para aprender!

Figura 1.7 | Esquema estrutural do pórtico



Fonte: elaborada pela autora.

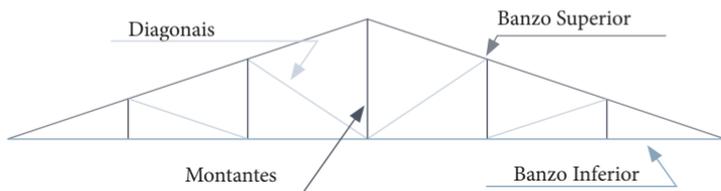
Não pode faltar

Elementos estruturais em madeira

O sistema estrutural compreende o conjunto de elementos estruturais, interligados entre si, com a função de garantir a estabilidade estrutural e delimitar a forma espacial projetada, sendo capazes de absorver e transmitir os esforços solicitantes. Os elementos estruturais, de acordo com a proporção das suas três dimensões, podem ser classificados em elementos lineares, quando duas dimensões são da mesma ordem de grandeza e bem menores que a terceira dimensão, como as vigas e os pilares; em elementos superficiais, como as lajes, as paredes e as cascas, sendo estes elementos bidimensionais em que duas dimensões são da mesma ordem de grandeza e bem maiores que a terceira dimensão; e em elementos volumétricos, quando as três dimensões têm a mesma ordem de grandeza, sendo estes elementos tridimensionais, como os blocos de fundação. Dentre os elementos estruturais observados em estruturas de madeira, podemos ressaltar o emprego do sistema treliçado, dos pórticos, das vigas de piso, pontes e cimbramentos.

O **sistema estrutural treliçado** (Figura 1.8) é um dos sistemas mais utilizados no Brasil como elementos de cobertura devido a sua eficiência em vencer grandes vãos com o emprego de peças mais leves, se comparadas com outras configurações de elementos estruturais para a mesma função.

Figura 1.8 | Nomenclatura das treliças



Fonte: elaborada pelo autora.

Para o uso em madeira, as treliças planas mais comuns são as do tipo Howe, Belga e Pratt (Figura 1.9). A treliça do tipo Howe é a mais tradicional devido à geometria e os esforços atuantes decorrentes das ações de cargas gravitacionais, sendo tração no montante e no banzo inferior e compressão na diagonal e no banzo superior. Já nos modelos Pratt e Belga, nos montantes e nas diagonais os esforços se invertem (PFEIL; PFEIL, 2017).

Figura 1.9 | Treliça para cobertura



Fonte: elaborada pelo autora.

As **vigas de piso** são estruturas lineares dispostas horizontalmente, geralmente biapoiadas e de seção retangular. São utilizadas como suporte para as tábuas corridas de madeira, ou ainda placas de madeira compensada ou placas OSB. De acordo com Pfeil e Pfeil (2017), o dimensionamento dessas vigas usualmente é feito considerando-se uma carga estática uniformemente distribuída, no entanto, esta consideração pode conduzir as vibrações excessivas do caminhar das pessoas, e muitas vezes se faz necessário o uso de contraventamentos entre as vigas para minimizar a ocorrência das vibrações.

Os **pórticos** podem apresentar configuração plana ou espacial. Os pórticos planos são estruturas lineares planas usualmente empregadas na construção de galpões, estádios de esporte ou estações rodoviárias, cujo vão varia entre 20 m e 100 m. Já os pórticos espaciais são estruturas tridimensionais formadas por grelhas planas na estrutura do piso (lajes) que transmitem as cargas para as vigas principais, que, por sua vez, descarregam as cargas nos pilares, constituindo as estruturas aporricadas empregadas nas edificações.



Assimile

O sistema de contraventamento tem a finalidade de aumentar a rigidez da construção, oferecendo proteção à estrutura contra a ação das cargas de vento que pode atuar na estrutura tanto no sentido transversal como no sentido longitudinal. As cargas que atuam no sentido transversal são absorvidas pelos pórticos da estrutura, já as cargas que atuam no sentido longitudinal são absorvidas e transmitidas pelo sistema de contraventamento, que pode ser horizontal ou vertical. O contraventamento horizontal garante a estabilidade no plano da cobertura, transferindo as cargas de vento na direção longitudinal do galpão para os pilares e impedindo a flambagem lateral dos pórticos. O contraventamento vertical transfere estas cargas para as fundações e confere à edificação rigidez na direção longitudinal.

Na construção de **pontes** utilizando a madeira, diversos são os sistemas estruturais que podem ser utilizados, dentre os quais podemos destacar o sistema em viga reta, os sistemas treliçados, o sistema em arco e em pórtico.

Os **cimbramentos** podem ser definidos como estruturas provisórias com a função de sustentar as cargas atuantes na edificação (peso próprio, peso de movimento dos funcionários e equipamentos, etc.) em construção até que a mesma se torne autoportante. De acordo com Pfeil e Pfeil (2017) os cimbramentos precisam dispor de alta rigidez, de forma que apresentem baixa deformação ao absorver os esforços solicitantes, uma vez que as deformações no cimbramento produzem imperfeições na estrutura em construção.

Projeto de estruturas de madeira e normas

O projeto estrutural tem como objetivo garantir a segurança estrutural, impedindo o colapso da estrutura, e garantir um adequado desempenho da estrutura durante o período de utilização, evitando a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações excessivas e danos localizados na estrutura e nos seus componentes (alvenarias, esquadrias, etc.). De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997) – *Projeto de estruturas de madeira*, um projeto é composto por memorial justificado, desenhos e plano de execução, sendo este último necessário apenas quando existirem particularidades no projeto que interfiram na construção.

O memorial justificado deve apresentar a descrição do arranjo global da estrutura, as ações e condições de carregamento, o sistema estrutural adotado, a análise estrutural, as propriedades dos materiais e o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais e das ligações. Os desenhos devem estar de acordo com o Anexo A da NBR 7190 (ABNT, 1997) e com

a NBR 10067 (ABNT, 1995) – *Princípios gerais de representação em desenho técnico – Procedimento*, sendo que nos desenhos estruturais devem constar as classes de resistência das madeiras a serem empregadas e as partes do memorial justificativo em que estão detalhadas as peças estruturais representadas. O plano de execução deve conter a sequência de execução e as juntas de montagem, além de outros elementos que se façam necessários de acordo com as particularidades das estruturas.

Na etapa de dimensionamento e detalhamento contida no memorial justificado é necessário utilizar, além dos conhecimentos em análise estrutural e resistência dos materiais, as normas técnicas aplicáveis. No Brasil, a norma atualmente em vigor para o projeto de estruturas é a NBR 7190 (ABNT, 1997). Podemos citar ainda a norma europeia EUROCODE 5 (EUROPÉEN DE NORMALISATION, 2004) e a norma Norte Americana NDS/91 - *National Design Specification* (ANS,1991).

Métodos de cálculo de elementos estruturais de madeira

O dimensionamento dos elementos estruturais pode ser realizado por meio de dois métodos de cálculo distintos, a saber, o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites. No método das tensões admissíveis, o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solicitante, em cada seção, é inferior à tensão resistente característica reduzida por um coeficiente de segurança. Este método utiliza um único coeficiente de segurança para expressar todas as incertezas, independente da origem, o que leva a uma limitação de cálculo. No entanto, a NBR 7190 (ABNT, 1997) adota como procedimento de cálculo o método dos estados limites, que apresenta diferentes fatores de segurança aplicados às cargas e resistências.

Os estados limites ocorrem sempre que a estrutura deixa de satisfazer a um de seus objetivos, apresentando desempenho inadequado às finalidades de construção. Eles podem ser divididos em estado limite último (ELU) e estado limite de serviço ou de utilização (ELS). O **estado limite último** está associado ao colapso da estrutura devido à ocorrência de ações excessivas que determinam a paralisação parcial ou total da estrutura em função de, por exemplo, perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido, ruptura de uma ligação ou de uma seção, instabilidade por deformação ou instabilidade dinâmica (ressonância). Já o **estado limite de serviço** está associado à ocorrência de efeitos estruturais que comprometam a durabilidade ou usabilidade da estrutura, como deformações excessivas que afetam a utilização da construção, comprometem o aspecto estético, prejudicam o funcionamento de equipamentos ou instalações ou causam danos aos subsistemas da construção.

A garantia da segurança no método dos estados limites é demonstrada pela equação: $S_d \leq R_d$, onde S_d representa a sollicitação de projeto e R_d é a resistência de projeto.



Refleta

Na literatura americana, o método dos estados limites é conhecido pela sigla *LFRD* (*Load and Resistance Factor Design*), que significa projeto com fatores aplicados às cargas e resistências. Como os fatores aplicados afetam a definição da resistência de projeto (R_d)? De que maneira os coeficientes de ponderação afetarão a definição das sollicitações de cálculo (S_d)?

Resistência de projeto

A resistência de cálculo ou de projeto (R_d) pode ser escrita em termos da tensão resistente de projeto (f_d), dada pela expressão $f_d = k_{mod} \frac{f_k}{\gamma_m}$, em que a tensão resistente é determinada a partir da tensão característica (f_k) dividida pelo coeficiente de ponderação γ_m , sendo que para o estado limite último, γ_m é igual a 1,4 para compressão paralela à fibra, e 1,8 para tração e cisalhamento paralelo às fibras; para o estado limite de serviço $\gamma_m = 1,0$.

A resistência característica f_k é obtida por meio de ensaios padronizados e pode ser estimada a partir dos valores médios experimentais. A NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90-92) apresenta ainda valores médios (f_m) para diversas espécies de madeira, sendo que f_k será tomado igual a $0,70 f_m$. As Tabelas 1.1 e 1.2 apresentam os valores para algumas madeiras, sendo que o fator 0 se refere à resistência na direção das fibras e 90 à resistência perpendicular às fibras. Valores para outras espécies podem ser encontrados na referida norma, que apresenta, ainda, relações para os valores característicos das resistências para espécies usuais que podem ser utilizadas na falta de determinação experimental.

Tabela 1.1 | Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento

Nome comum (dicotiledôneas)	ρ_{ap} (12%) (Kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{t90} (MPa)
Angelim pedra	694	59,8	75,5	3,5
Ipê	1 068	76,0	96,8	3,1
Jatobá	1 074	93,3	157,5	3,2
Maçaranduba	1 143	82,9	138,5	5,4

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90-92).

Tabela 1.2 | Valores médios de madeiras coníferas nativas e de florestamento

Nome comum (coníferas)	ρ_{ap} (12%) (Kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{t90} (MPa)
Pinho do Paraná	580	40,9	93,1	1,6
Pinus caribaea	579	35,4	64,8	3,2
Pinus oocarpa	538	43,6	60,9	2,5
Pinus taeda	645	44,4	82,8	2,8

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 90-92).

O coeficiente de modificação k_{mod} considera a influência de diversos fatores na resistência da madeira, expresso pela equação: $k_{mod} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mod,3}$, em que $k_{mod,1}$ (Tabela 1.5) refere-se ao tipo de material empregado e à classe de carregamento (Tabela 1.3); $k_{mod,2}$ (Tabela 1.6) considera o efeito da umidade (Tabela 1.4) e o tipo de material empregado; $k_{mod,3}$ (Tabela 1.7) considera a classificação estrutural da madeira (1ª ou 2ª categoria), sendo a madeira de 1ª categoria aquela que passou por classificação visual para garantir a isenção de defeitos e por classificação mecânica para garantir a homogeneidade da rigidez, e a madeira de 2ª categoria é considerada para os demais casos.

A NBR 7190 (ABNT, 1997) conceitua carregamento como um conjunto de ações que tenham a probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente, sendo a classe de carregamento das combinações determinada com base na duração total prevista para a ação variável, tomada como ação variável principal na combinação analisada.

Tabela 1.3 | Classes de carregamento

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

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 8).

Tabela 1.4 | Classes de umidade

Classes	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{equ}
1	$\leq 65\%$	12%
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15%

Classes	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio da madeira U_{equ}
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18%
4	$U_{amb} > 85\%$ Durante longos períodos	$\geq 25\%$

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 14).

Tabela 1.5 | Valores de k_{mod1}

Classe 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

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18).

Tabela 1.6 | 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

Nota: No caso particular de madeira serrada submersa, admite-se o valor $k_{mod2} = 0,65$

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 18).

Tabela 1.7 | Valores de k_{mod3}

Produto de Madeira	Tipo de madeira	Categoria	k_{mod3}
Serrada	Dicotiledôneas	1ª categoria	1,0
		2ª categoria	0,8
	Coníferas	1ª ou 2ª	0,8
Laminada e colada*	Qualquer	1ª ou 2ª – peça curva	$1,0 - 2000 \left(\frac{r}{t} \right)^2$
		Peça reta	1,0

*Laminada com espessura t e colada com raio de curvatura r (mínimo)

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 17).



Exemplificando

Determine a tensão resistente de cálculo à tração paralela às fibras ($f_{t0,d}$), do ipê, supondo madeira serrada de 1ª categoria, classe de umidade 3 e carga de longa duração.

Para a resolução desse problema, utilizaremos a seguinte expressão:

$f_{t0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_m}$. Da Tabela 1.1 temos que $f_{t0,m}$ para o ipê pode ser tomado igual a 96,8 MPa, logo $f_{t0,k} = 0,7 f_{t0,m} = 0,7 \times 96,8 = 67,76$ MPa.

Temos ainda que o coeficiente de ponderação da resistência, γ_m , para tração paralela às fibras, é igual a 1,8.

Já o k_{mod} , é determinado da seguinte forma: $k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \times k_{\text{mod},2} \times k_{\text{mod},3}$, em que: $k_{\text{mod},1} = 0,70$, para madeiras serradas com carregamento de longa duração (Tabela 1.5); $k_{\text{mod},2} = 0,80$, para madeiras serradas na classe de umidade 3 (Tabela 1.6); $k_{\text{mod},3} = 1,00$, para madeiras serradas, dicotiledôneas de 1ª categoria (Tabela 1.7). Logo:

$$f_{t0,d} = (0,70 \times 0,80 \times 1,00) \times \frac{67,76}{1,8} = 21,08 \text{ MPa}$$

As Tabelas 1.8 e 1.9 indicam as classes de resistência adotadas pela NBR 7190 (ABNT, 1997) com o objetivo de simplificar a especificação do material na fase de projeto, desta forma, o projetista adota uma dentre as classes existentes que seja adequada ao seu projeto.

Tabela 1.8 | Classes de resistência das madeiras duras (dicotiledôneas). Valores das propriedades referidas à condição padrão de umidade ($U = 12\%$)

Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{vk} (MPa)	E_{cm} (MPa)	$\rho_{bas,m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C20	20	4	9500	500	650
C30	30	5	14500	650	800
C40	40	6	19500	750	950
C60	60	8	24500	800	1000

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 16).

Tabela 1.9 | Classes de resistência das madeiras macias (coníferas). Valores das propriedades referidas à condição padrão de umidade ($U = 12\%$)

Classes	f_{c0k} (MPa)	f_{vk} (MPa)	E_{cm} (MPa)	$\rho_{bas,m}$ kg/m ³	$\rho_{aparente}$ kg/m ³
C20	20	4	3500	400	500
C25	25	5	8500	450	550
C30	30	6	14500	500	600

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 16).

Ações nas estruturas de madeira

As ações são classificadas de acordo com a sua permanência ao longo do tempo de vida da construção, podendo ser **ações permanentes** quando atuam durante praticamente toda a vida útil da construção de forma constante ou apresentando pequena variação de intensidade; **ações variáveis** quando ocorrem durante o uso da edificação, apresentando variação significativa; **ações excepcionais** quando apresentam duração extremamente curta, com baixa probabilidade de ocorrência ao longo da vida útil da construção.

Usualmente, para as estruturas em madeira, devem ser consideradas em seu dimensionamento: as cargas permanentes, como o peso próprio da estrutura e das partes fixas não estruturais; as cargas acidentais verticais fixadas por normas como a NBR 6120 (ABNT, 1980); a ação do vento que deve ser determinada conforme as prescrições da NBR 6123 (ABNT, 1988); os efeitos dinâmicos, representados pelo impacto vertical e lateral, além das forças longitudinais e centrífuga.

O carregamento utilizado no cálculo estrutural é definido por meio de **combinações das ações solicitantes**, considerando-se a probabilidade não desprezíveis de atuação simultaneamente das cargas sobre a estrutura durante um período preestabelecido, de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

No estado limite último existem três possibilidades de combinações, que são:

Combinações últimas normais: decorrentes das ações do uso previsto da construção, dado pela expressão: $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$, em que F_d é a carga solicitante de projeto; $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável principal; $F_{Qj,k}$ são os valores das demais ações variáveis; Ψ_{0j} o coeficiente de redução das ações variáveis (Tabela 1.10); γ_{Gi} o coeficiente de ponderação das cargas permanentes (Tabela 1.11); γ_Q o coeficiente de ponderação das cargas variáveis (Tabela 1.12).

As combinações normais são consideradas pela NBR 7190 (ABNT, 1997) como carregamentos de longa duração, e a ação decorrente das combinações deve ser comparada à resistência de projeto associada a uma carga de longa duração. Visando considerar a maior resistência da madeira a ações de curta duração, como o vento em edificações ou forças de frenagem e aceleração em pontes, nas combinações normais em que estas ações forem consideradas variáveis principais, os seus valores serão reduzidos, multiplicando-os por 0,75.

Combinações últimas especiais ou de construção: referentes a ações especiais ou de construção decorrentes de uso não previsto da estrutura,

dado pela expressão: $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$, em que F_d ,

$F_{Gi,k}$, $F_{Q1,k}$, $F_{Qj,k}$, γ_{Gi} , γ_Q conforme definido anteriormente; $\Psi_{0j,ef}$ é o fator de redução das demais cargas variáveis, sendo igual Ψ_{0j} , exceto quando a ação variável principal $F_{Q1,k}$ tiver um tempo muito pequeno de atuação, caso em que $\Psi_{0j,ef}$, pode ser tomado igual a Ψ_{2j} , dado na Tabela 1.10.

Combinações últimas excepcionais: decorrentes das ações excepcionais, dado conforme expressão: $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^n \Psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$, com $F_{Q,exc}$ representando o valor da ação transitória excepcional.

Para o estado limite de serviço, teremos quatro tipos de combinações possíveis, a saber:

Combinações de longa duração: utilizadas no controle das deformações usuais das estruturas. Considerando todas as ações variáveis com valores de longa duração, sendo expressa por: $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$, em que $F_{d,uti}$ representa a carga de projeto no estado limite de serviço; demais parâmetros conforme definidos anteriormente.

Combinações de média duração: utilizadas no caso em que o controle das deformações é particularmente relevante, considerando a ação variável principal $F_{Q1,k}$, agindo com seu valor de média duração e as demais ações variáveis com seus valores de longa duração, sendo expressa por: $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$, conforme parâmetros já especificados.

Combinações de curta duração: utilizadas quando for necessário impedir defeitos resultantes das deformações da estrutura, com a ação variável principal $F_{Q1,k}$ trabalhando com seu valor característico e as demais ações variáveis, com seus valores de média duração, sendo expressa por: $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{1j} F_{Qj,k}$.

Combinações de duração instantânea: levam em consideração a presença de uma ação variável especial, $F_{Q,especial}$, de duração imediata. Sendo as outras ações variáveis analisadas com valores que efetivamente possam existir simultaneamente com a carga especial, quando não existir outros parâmetros a serem considerados, as demais ações podem ser analisadas com seus valores de longa duração, sendo expressas por: $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q,especial} + \sum_{j=1}^n \Psi_{2j} F_{Qj,k}$.

Tabela 1.10 | Coeficiente de redução das ações variáveis

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	0,0
Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas.	0,4	0,3	0,2
Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos ou de elevadas concentrações de pessoas.	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Pontes de pedestres.	0,4	0,3	0,2 ¹⁾
Pontes rodoviárias.	0,6	0,4	0,2 ¹⁾
Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas).	0,8	0,6	0,4 ¹⁾
¹⁾ Admite-se $\Psi_2 = 0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico.			

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 9).

Tabela 1.11 | Coeficiente de ponderação das ações permanentes

Combinações	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Indiretas
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2 (0)
Especiais ou de construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2 (0)
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0 (0)
Os valores entre parênteses correspondem a ações permanentes favoráveis à segurança.			

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 12).

Tabela 1.12 | Coeficiente de ponderação das ações variáveis

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

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 13).



Dica

Saiba mais sobre o sistema de contraventamento em estruturas de madeira na dissertação de mestrado de Medeiros (2010), páginas 21 até 34.

MEDEIROS, R. C. **Forças em peças de contraventamento de treliças de madeira**. 2010. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

Para saber mais sobre o sistema de cimbramento das edificações, sugerimos a leitura do artigo de Faria (2009):

FARIA, R. **Garantia de boa estrutura**: cuidados com o planejamento e execução do cimbramento evitam que lajes e vigas trabalhem precocemente e tenham sua resistência prejudicada.

Pesquise na biblioteca virtual a NBR 7190 - *Projeto de estruturas de madeira* (ABNT, 1997), para saber mais sobre o método de determinação das ações atuantes nas estruturas de madeira. Leia as páginas 11 até 14. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190 – Projetos de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. [Target Gedweb].

Com os conhecimentos adquiridos até aqui, você já pode determinar os esforços atuantes no pórtico proposto na situação-problema desta seção. Então, vamos em frente.

Sem medo de errar

A determinação dos esforços solicitantes que atuam no elemento estrutural é parte fundamental do processo de dimensionamento das estruturas, uma vez que esse esforço solicitante apurado será comparado com a resistência oferecida pela seção transversal empregada, a fim de verificar o atendimento aos requisitos de segurança estrutural e de desempenho em utilização da estrutura.

Retomemos a nossa situação-problema na qual foi solicitado a você a determinação das ações atuantes no pergolado e fornecido o esquema estrutural mostrado na Figura 1.1, e os carregamentos verticais e horizontais característicos atuantes. Seu supervisor solicitou que você considerasse combinação última normal de carregamento, uma vez que esta combinação é a utilizada para ações decorrentes do uso previsto da construção, não sendo identificado nenhum fator que demande a utilização de combinações especiais, de construção ou excepcionais, logo, para a resolução dessa tarefa,

será utilizada a expressão:
$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_j F_{Qj,k} \right].$$

Para as cargas atuantes na viga do pórtico (C_v), temos: o peso próprio, que é uma carga permanente de pequena variabilidade, logo, seu coeficiente de ponderação (γ_{Gi}) é dado conforme a Tabela 1.11, para combinações normais; o carregamento acidental e as cargas de vento, são ações variáveis cujo coeficiente de ponderação (γ_Q) é dado conforme Tabelas 1.12, e o coeficiente de redução (Ψ_{0j}), conforme Tabela 1.10.

Ações características atuantes	Tipo	γ_{Gi}	γ_Q	Ψ_{0j}
peso próprio (G) = 0,9 kN/m	Permanente	1,3 (1,0)		
carregamento acidental (Q) = 1,5 kN/m	Variável		1,4	0,4
vento em sobrepessão (V_1) = 2,8 kN/m	Variável		1,4	0,5
vento em sucção (V_2) = -0,6 kN/m	Variável		1,4	0,5

Como atuam três ações variáveis (Q , V_1 e V_2), serão três combinações normais de ações.

$$\text{Combinação 1: } S_d = 1,3G + 1,4Q + 1,4 \times 0,5V_1; \quad S_d = 1,3 \times 0,9 + 1,4 \times 1,5 + 1,4 \times 0,5 \times 2,8;$$

$$S_d = 5,23 \text{ kN/m}$$

$$\text{Combinação 2: } S_d = 1,3G + 0,75 \times 1,4V_1 + 1,4 \times 0,4Q;$$

$$S_d = 1,3 \times 0,9 + 0,75 \times 1,4 \times 2,8 + 1,4 \times 0,4 \times 1,5; \quad S_d = 4,95 \text{ kN/m}$$

$$\text{Combinação 3: } S_d = 0,9G - 0,75 \times 1,4 \times V_2; \quad S_d = 0,9 \times 0,9 - 0,75 \times 1,4 \times 0,6; \\ S_d = 0,18 \text{ kN/m}$$

No caso da combinação 2 e 3, como a carga de vento foi considerada como variável principal, é necessário utilizar o fator de redução igual a 0,75, conforme prescrito na NBR 7190 (ABNT, 1997). No caso da combinação 3, com o vento de sucção como variável principal, para as cargas permanentes foi utilizado o coeficiente de ponderação favorável (entre parênteses na Tabela 1.12), uma vez que elas são contrárias à ação do vento.

O elemento de madeira componente horizontal do pórtico deverá ser dimensionado para o maior esforço decorrente das combinações de ações, logo, $S_d = 5,23 \text{ kN/m}$.

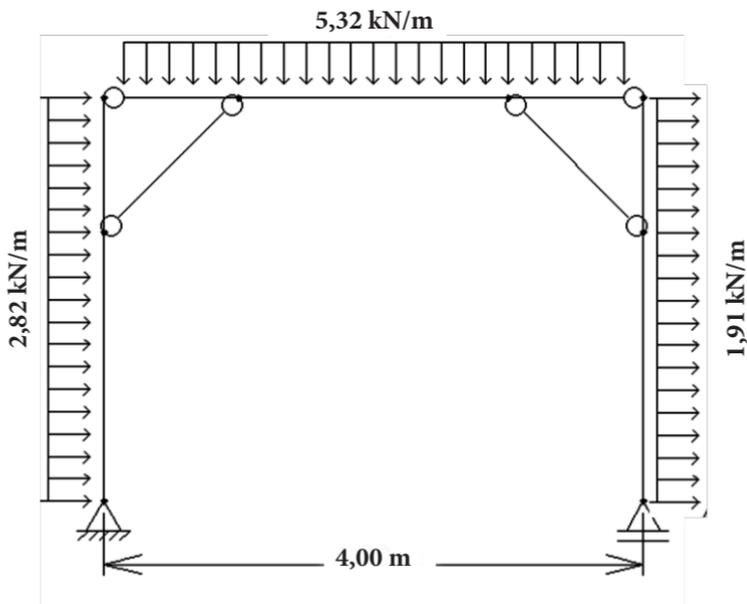
Para os componentes verticais do pórtico teremos apenas a carga atuante devido à ação do vento, logo, serão necessárias apenas uma combinação para a determinação de V_b e uma combinação para a determinação de V_s .

Combinação V_b : $V_{b,Sd} = 0,75 \times 1,4 \times 2,69 = 2,82 \text{ kN/m}$

Combinação V_s : $V_{s,Sd} = 0,75 \times 1,4 \times 1,82 = 1,91 \text{ kN/m}$

As ações externas solicitantes no pórtico são mostradas na Figura 1.10.

Figura 1.10 | Ações externas atuantes no pórtico



Fonte: elaborada pelo autor.

Com base nas ações solicitantes determinadas por meio das combinações de ações, aliadas aos conhecimentos adquiridos sobre as propriedades dos materiais, será possível determinar os esforços atuantes nas ligações existentes entre os elementos estruturais e, assim, poderemos dimensioná-los garantindo a segurança e o bom desempenho em uso da estrutura. Você poderá entregar este cálculo/dimensionamento para seu superior no escritório de projetos.

Avançando na prática

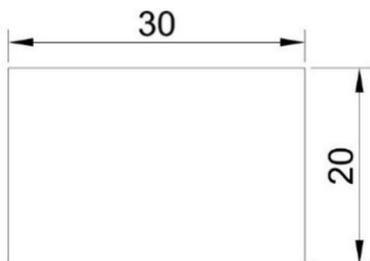
Sistemas construtivos em madeira

Descrição da situação-problema

No processo de elaboração de um projeto estrutural, uma das etapas que devem ser desenvolvidas é a definição do sistema estrutural que dará

o suporte à construção. Nesta fase, diversos fatores devem ser levados em consideração, entre eles, os materiais que serão empregados e a configuração arquitetônica desejada. Analisando o projeto do hotel fazenda no qual a sua empresa está trabalhando, você verificou que será construída uma quadra coberta em estrutura de madeira, cujas dimensões estão mostradas na Figura 1.11. Com base nos tipos de elementos construtivos estudados, discorra sobre os elementos construtivos que podem ser adotados como solução estrutural para este projeto.

Figura 1.11 | Medidas, em planta, da cobertura da quadra



Fonte: elaborada pela autora.

Resolução da situação-problema

Dentre os sistemas estruturais estudados, podem ser empregados de forma satisfatória nesse projeto tanto o sistema treliçado como o sistema de pórtico. O sistema treliçado oferece a vantagem de ser um sistema muito utilizado como sistema de cobertura, uma vez que consegue vencer grandes vãos livres, como os requeridos no caso da construção de uma quadra, utilizando elementos de pequenas dimensões, o que torna a estrutura leve. Pode apresentar a configuração plana ou espacial, com a utilização de elementos estruturais retos ou curvas, conferindo uma liberdade arquitetônica para a estrutura. Como ponto de atenção, devemos ter um cuidado especial com a realização das ligações entre os elementos.

Com relação ao sistema de pórtico (pilares, vigas e lajes), temos a vantagem de ser um sistema construtivo fácil de se calcular, que possua a capacidade de vencer vãos da ordem de 20 m a 100 m, podendo apresentar ainda elementos planos ou em forma de arcos. Uma outra possibilidade é a utilização de elementos superficiais de cascas, que conferem à estrutura grande beleza arquitetônica; no entanto, oferecem uma dificuldade maior de dimensionamento e de execução.

1. O sistema treliçado é um sistema muito utilizado para a confecção de coberturas em estruturas de madeira. As treliças podem apresentar configuração plana ou espacial, sendo que com relação às treliças planas, as mais utilizadas são as do tipo Howe, Pratt e Belga.

Com relação a distribuição dos esforços nas estruturas usuais de treliça, assinale a alternativa verdadeira.

- a) Na treliça tipo Howe, ocorre tração no montante e no banzo superior e compressão no banzo inferior e na diagonal.
- b) Na treliça tipo Pratt, ocorre tração no montante e no banzo inferior e compressão na diagonal e no banzo superior.
- c) Na treliça tipo Belga, ocorre compressão nos montantes e no banzo superior e tração das diagonais e no banzo inferior.
- d) Na treliça tipo Howe, ocorre tração no montante e nas diagonais e compressão nos banzos inferiores e superiores.
- e) Na treliça tipo Pratt e tipo Belga, ocorre compressão nos montantes e nas diagonais e tração nos banzos superiores e inferiores.

2. No processo de dimensionamento estrutural, o projetista precisa seguir regras e especificações que são definidas pelas prescrições normativas, com o objetivo de estabelecer bases comuns a serem utilizadas por todos os engenheiros na elaboração dos projetos. Para a garantia da segurança, as normas utilizam critérios de cálculo baseados em métodos de dimensionamento. Acerca desses métodos, analise as afirmativas abaixo:

- I. O método das tensões admissíveis considera o dimensionamento baseado na comparação entre a máxima tensão solicitante e a tensão resistente característica da seção, reduzida por um coeficiente de segurança.
- II. No método das tensões admissíveis, diferentemente do método dos estados limites, são aplicados coeficientes de majoração nas cargas permanentes e variáveis, além de coeficientes de redução para as cargas variáveis e para a resistência de cálculo.
- III. O método dos estados limites é definido pela aplicação de coeficientes de ponderação tanto às cargas atuantes como às resistências da seção transversal, considerando as incertezas de uma forma mais racional que o método das tensões admissíveis.

Dentre as asserções acima, está correto o que se afirma em:

- a) I, apenas.
- b) I e III, apenas.
- c) I e II, apenas.
- d) III, apenas.
- e) I, II e III.

3. Em uma biblioteca, uma viga de madeira, biapoiada, de 4 m de comprimento está sujeita às seguintes ações solicitantes características:

$G = 0,5 \text{ kN/m}$, decorrentes do peso próprio da estrutura e dos revestimentos.

$Q_1 = 1,5 \text{ kN/m}$, devido a cargas de utilização.

$Q_2 = 1,2 \text{ kN/m}$, devido a cargas de vento de sobrepessão.

$Q_3 = -0,7 \text{ kN/m}$, devido a cargas de vento de sucção.

Determine o momento máximo, em kN/m, a ser considerado no cálculo das deformações usuais da estrutura.

a) 7,28

b) 5,60

c) -0,30

d) 1,40

e) 2,80

Ligações de peças estruturais de madeira

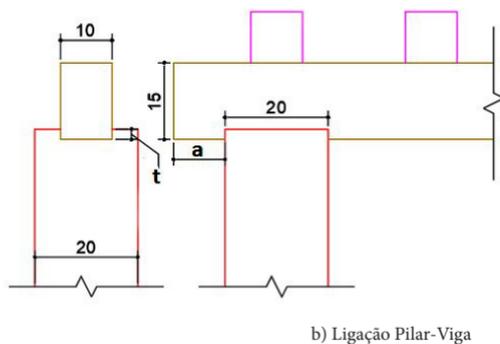
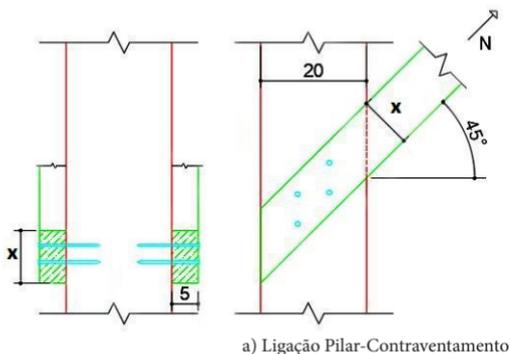
Diálogo aberto

Olá, aluno!

Nas seções anteriores, você conheceu as características e propriedades da madeira como elemento estrutural, bem como pôde ter contato com os sistemas construtivos que empregam a madeira e com o processo de determinação das ações solicitantes de cálculo nos elementos estruturais. Para que seja possível construir uma estrutura utilizando a madeira como material estrutural, é preciso definir, entre outras coisas, a forma como os elementos estruturais irão se conectar e, consequentemente, transmitir os esforços solicitantes dos elementos estruturais para as fundações. Sendo assim, nesta seção você será apresentado aos tipos de ligações que podem ser empregadas em estruturas de madeira, assim como ao processo de dimensionamento destas.

Lembre-se de que você é um engenheiro recém-formado que foi contratado por uma empresa de cálculo estrutural e está atuando em um projeto de construção de um hotel fazenda. Agora que você já conhece as cargas atuantes no pórtico principal da estrutura do pergolado, seu supervisor pediu para você projetar os elementos de ligação entre as peças estruturais do pergolado, sabendo que a ligação entre a viga e o pilar será realizada através de entalhe, e a ligação do sistema de contraventamento (mão francesa) com o pilar e com a viga será realizado através da ligação pregada. Visando auxiliá-lo nessa determinação, seu supervisor lhe informou que a madeira utilizada para a confecção do pergolado será o ipê, de 2ª categoria, conforme sugerido por você na Seção 1.1, e que você deve considerar para a região a classe de umidade 2. Seu supervisor entregou a você os diagramas de esforços solicitantes nos elementos estruturais, gerados a partir da combinação de ações para carregamento permanente realizada por você na Seção 1.2, em que pode-se observar os esforços máximos solicitantes de cálculo em cada elemento, que são: compressão máxima de 35,2 kN nas colunas e tração máxima de 21,15 kN em cada barra de contraventamento. O esquema da ligação está mostrado na Figura 1.12.

Figura 1.12 | Esquema da ligação pilar-contraventamento e pilar-viga (medidas em cm)



Fonte: elaborada pela autora.

Como engenheiro estrutural, para executar essa atividade você deverá conhecer as características e processos de dimensionamento das ligações entre elementos estruturais de madeira. Em um projeto estrutural, saber dimensionar corretamente os elementos de ligação é de fundamental importância para a garantia da segurança estrutural, uma vez que as ligações são responsáveis por transmitir as cargas entre os elementos estruturais e, geralmente, são os pontos de maior fragilidade da estrutura. Então, vamos conhecer mais sobre esse assunto?

Bons estudos!

Não pode faltar

As ligações ou conexões, são, de maneira geral, o ponto de maior fragilidade da estrutura devido à concentração de tensões que ocorre nestes locais, sendo que a falha no ponto de ligação comumente está diretamente relacionada ao colapso da estrutura, daí a importância de

se especificar e dimensionar as ligações adequadamente. As ligações são necessárias para dar a forma projetada para a estrutura, bem como para se alcançar o comprimento de elemento necessário para satisfazer as necessidades do projeto, uma vez que os comprimentos das peças são limitados, seja devido ao tamanho natural das árvores, seja pelo processo de fabricação ou transporte.

Segundo Pfeil e Pfeil (2017), a resistência e a rigidez são requisitos importantes dos elementos de ligação, uma vez que as ligações devem possuir a capacidade de transmitir os esforços entre as peças da estrutura de forma a reproduzir em campo, o mais fielmente possível, o modelo estrutural utilizado para o cálculo das solicitações.

De acordo com NBR 7190 (ABNT, 1997), as ligações entre as peças de madeira podem ser feitas por meio de pinos metálicos (pregos ou parafusos), cavilhas (pinos de madeira torneados) ou conectores (anéis ou chapas metálicas), e temos ainda as ligações por entalhes e tarugos.



Refleta

As conexões são pontos complexos das estruturas e merecem atenção especial. Você já observou como os elementos estruturais são conectados? Já imaginou os problemas estruturais decorrentes de uma ligação calculada ou executada inadequadamente? Já observou o nível de detalhes necessários no projeto para a perfeita execução das ligações?

Pinos metálicos e cavilhas

Os pregos são elementos metálicos, com o diâmetro não inferior a 3 mm, fixados às peças de madeira por impacto – sendo estas obrigatoriamente pré-furadas com diâmetro menor do que o diâmetro do prego –, e podem ser utilizados em ligações temporárias ou definitivas. O aço de fabricação dos pregos deve proporcionar uma resistência característica (f_{yk}) mínima de 600 MPa. Já os parafusos empregados nas ligações estruturais devem ser instalados em furos com folga de 0,5 mm com relação ao diâmetro do parafuso. Para parafusos estruturais recomenda-se um diâmetro mínimo de 10 mm e $f_{yk} = 240$ MPa.

As cavilhas são pinos de madeira torneados, em madeira dura da classe C60 ou com madeiras moles de $\rho_{ap} \leq 600$ kg/m³, resinados para aumentar a sua resistência, nos diâmetros de 16 mm, 18 mm e 20 mm. São instalados

em furos feitos à máquina, com o mesmo diâmetro dos pinos, de forma que entrem em carga sem que ocorram deformações relativas dos elementos conectados, tendo a vantagem de poderem ser utilizados em ambientes agressivos aos pinos metálicos.

Figura 1.13 | Pinos metálicos e de madeira



Fonte: iStock.



Assimile

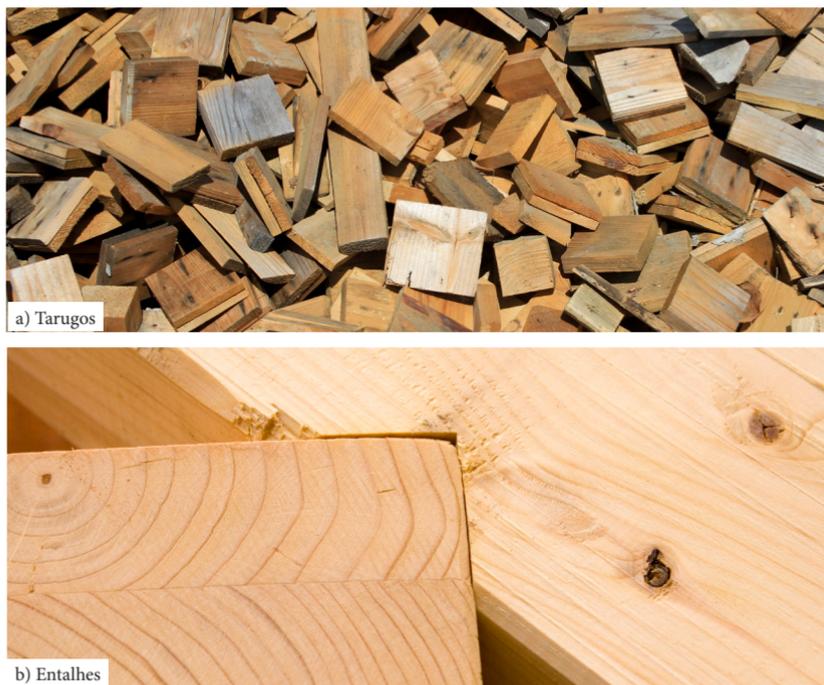
A NBR 7190 (ABNT, 1997) não permite que seja considerado no cálculo das ligações o atrito existente entre as estruturas em contato, nem de esforços transmitidos por estribos, braçadeiras ou grampos. A norma determina ainda que devem ser respeitadas as disposições construtivas (espaçamentos, pré-furação), visando evitar o fendilhamento devido aos elementos de ligação.

A norma estabelece ainda que nunca poderá ser empregada uma ligação com apenas um único pino, e que a ligação com dois ou três pinos é considerada ligação deformável, empregada apenas em estruturas isostáticas. Já as ligações com quatro ou mais pinos podem ser consideradas rígidas, desde que se observem os diâmetros de pré-furação estabelecidos na NBR 7190 (ABNT, 1997).

Entalhes e tarugos

Nos entalhes ou encaixes, a madeira trabalha a compressão associada ao cisalhamento no qual os elementos de madeira geralmente realizam o trabalho principal de transmissão dos esforços (PFEIL; PFEIL, 2017). Já os tarugos são elementos de madeira dura ou elementos metálicos, inseridos no interior de um entalhe, com o objetivo de transmitir os esforços. Nos entalhes, com ou sem tarugos, são utilizados grampos ou parafusos auxiliares para impedir a separação das peças.

Figura 1.14 | Exemplo de tarugos e ligação por entalhe



Fonte: iStock.

Conectores: anéis e chapas metálicas

Os anéis metálicos são os conectores mais usuais, muito eficientes na transmissão dos esforços. São encaixados em ranhuras na superfície da madeira e impedidos de se separarem das peças conectadas por meio da colocação de parafusos. A ligação através de anéis é considerada uma ligação rígida, e pode ser utilizada quando ocorre a união de duas ou mais peças estruturais.

As chapas metálicas são utilizadas para unir os elementos estruturais (viga-viga, viga-pilar, etc.), prolongar o comprimento de uma peça ou até mesmo restringir a movimentação dos elementos.

Figura 1.15 | Ligação utilizando chapas metálicas



Fonte: iStock.

Critério de dimensionamento

A resistência de uma ligação é verificada por meio da comparação da capacidade de resistência (R_d) da ligação com o valor de cálculo da solicitação (S_d), sendo que $S_d \leq R_d$, e o estado limite último da ligação pode ser atingido tanto pela deficiência de resistência do elemento estrutural como do elemento de ligação.

A resistência da madeira à compressão localizada (embutimento) deve ser determinada por meio de ensaio padronizado, no entanto, na falta de ensaios, a NBR 7190 (ABNT, 1997) permite determinar a resistência ao embutimento paralelo às fibras com a expressão $f_{ed} = f_{cd}$ e a resistência ao embutimento normal às fibras pela expressão $f_{end} = 0,25f_{ed}\alpha_e$, com α_e dado pela Tabela 1.13.

Tabela 1.13 | Coeficiente para cálculo da resistência ao embutimento normal às fibras (d – diâmetro do pino)

d (cm)	≤0,62	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	≥7,5
α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33	1,27	1,19	1,14	1,10	1,07	1,00

Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017, [s.p.]).

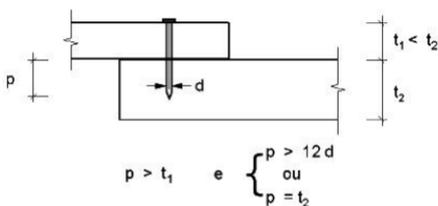
Para os **pinos metálicos**, o valor de cálculo $R_{vd,1}$ da resistência correspondente a uma seção de corte; em um pino, é determinado em função do parâmetro $\beta = t/d$, em que t representa a espessura convencional da madeira, adotada como a menor das espessuras, t_1 e t_2 , de penetração do pino em cada um dos elementos ligados (Figura 1.16) e d o diâmetro do pino, sendo $d \leq t/2$ para ligações parafusadas e $d \leq t/5$ para ligações pregadas.

Se $\beta \leq \beta_{lim}$, ocorrerá a ruptura por embutimento na madeira e $R_{vd,1} = 0,40 \times f_{ed} \times (t^2/\beta)$. Já se $\beta > \beta_{lim}$, ocorrerá a ruptura por flexão no pino, sendo então $R_{vd,1} = 0,625 \times f_{yd} \times (d^2/\beta_{lim})$, em que o valor limite $\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{f_{yd}/f_{ed}}$, com $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$.

A NBR 7190 (ABNT, 1997) determina que o prego será considerado não resistente se sua penetração em qualquer uma das peças conectadas for menor que a espessura da peça mais fina, e que em ligações localizadas, a penetração, p , da ponta do prego no elemento mais distante de sua cabeça deve ser $\geq 12d$ ou igual à espessura dessa peça. Já para ligações corridas, esta penetração pode ser limitada ao valor de t_1 . A norma específica é que, no caso de pinos em corte duplo (Figura 1.17), a resistência é determinada conforme definido anteriormente, sendo esta correspondente a cada uma das seções de corte, sendo t o menor dos valores entre t_1 e $t_2/2$ em uma das seções, e entre $t_2/2$ e t_3 na outra.

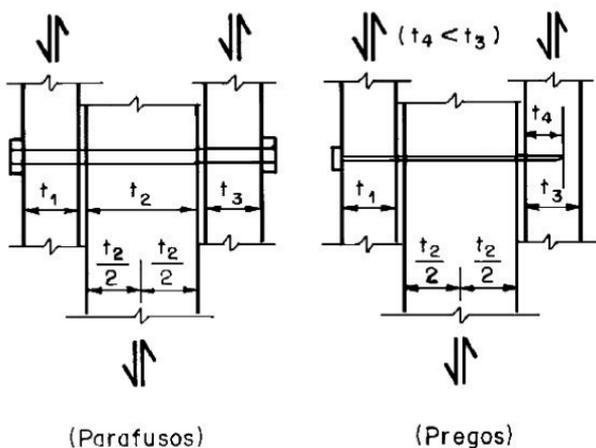
Nas ligações com mais de oito pinos paralelos à direção da força, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual, logo, $n_0 = 8 + (2/3) \times (n - 8)$, em que n representa o número efetivo de pinos.

Figura 1.16 | Ligação com pinos metálicos em corte simples



Fonte: Pfeil e Pfeil (2017, [s.p.]).

Figura 1.17 | Ligação com pinos metálicos em corte duplo



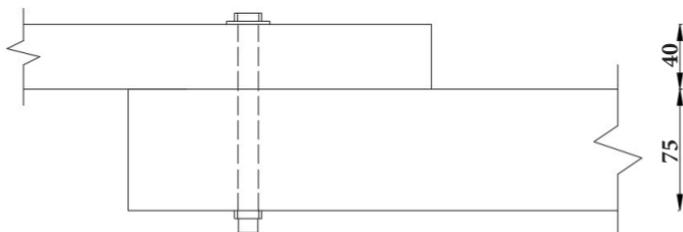
Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997, p. 35).



Exemplificando

Determine a resistência ao corte do parafuso de diâmetro igual a 12,5 mm em aço A307 ($f_{yk} = 310$ MPa) na ligação mostrada na Figura 1.18, considerando madeira de pinus caribaea de 2ª categoria, carregamento de longa duração e classe de umidade 2.

Figura 1.18 | Ligação parafusada



Fonte: elaborada pela autora.

Em primeiro lugar determinaremos a resistência da madeira ao embutimento paralelo às fibras por meio da expressão $f_{ed} = f_{cd}$. Na Seção

1.2, vimos que $f_{cd} = k_{mod} \times \frac{f_c}{\gamma_m} = (k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3}) \times \frac{0,70 \times f_m}{\gamma_m}$. Logo,

$$f_{cd} = (0,7 \times 1,0 \times 0,8) \times \frac{0,70 \times 35,4}{1,4} = 9,9 \text{ MPa} .$$

Em seguida, determinamos o valor dos parâmetros $\beta = t/d = 40/12,5 = 3,2$, e $\beta_{lim} = 1,25\sqrt{f_{yd}/f_{ed}} = 1,25\sqrt{281,82/9,9} = 6,7$, sendo $f_{yd} = f_{yk}/1,10 = 310/1,10 = 281,82$ MPa. Como $\beta = 3,2$ é menor que $\beta_{lim} = 6,7$, ocorrerá o embutimento da madeira, logo: $R_{vd,1} = 0,40 \times f_{ed} \times (t^2/\beta) = 0,40 \times 9,9 \times (40^2/3,2) = 1980$ N. Portanto $R_{vd,1} = 1,98$ kN.

Para as ligações com **cavilhas**, deve ser verificada a ruptura por esmagamento local sob compressão normal às fibras, quando $\beta \leq \beta_{lim}$, e a ruptura devido à flexão da cavilha quando $\beta > \beta_{lim}$, sendo $\beta = t/d$, com t adotado como a menor das espessuras de penetração nos elementos ligados t_1 e t_2 (Figura 1.16), d o diâmetro da cavilha, e $\beta_{lim} = \sqrt{f_{c0,d,cav}/f_{c90d,cav}}$. Se $\beta \leq \beta_{lim}$, $R_{vd,1} = 0,40 \times f_{c90d,cav} \times (t^2/\beta)$; já se $\beta > \beta_{lim}$, $R_{vd,1} = 0,4 \times f_{c0,d,cav} \times (d^2/\beta_{lim})$. De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), as ligações em corte simples com cavilhas só podem ser utilizadas em ligações secundárias, e para as ligações em corte duplo aplicam-se os mesmos critérios anteriormente definidos para as ligações com pinos metálicos.

As ligações por entalhe (Figura 1.19) só podem ser utilizadas quando se tem um dos elementos estruturais comprimidos, sendo que, de acordo com Pfeil e Pfeil (2017), deve-se adotar uma profundidade mínima de 20 mm, a fim de proporcionar uma boa execução, sendo as peças ligadas por entalhes mantidas na posição por meio de parafusos ou talas laterais pregadas, que não são consideradas no cálculo da ligação.

A profundidade necessária do dente t , é dada pela expressão $t \geq \frac{N_d \times \cos \beta}{b \times f_{\beta d}}$, em que $f_{\beta d}$ representa a compressão inclinada em relação às fibras, dada por $f_{\beta d} = \frac{f_{cd} \times f_{cnd}}{f_{cd} \sin^2 \beta + f_{cnd} \cos^2 \beta}$, sendo $f_{cnd} = 0,25 \times f_{cd} \times \alpha_n$, α_n dado conforme

Tabela 1.14, N_d representa o esforço normal solicitante de cálculo e b , a largura da seção transversal do elemento que recebe a carga.

Tabela 1.14 | Valores de α_n

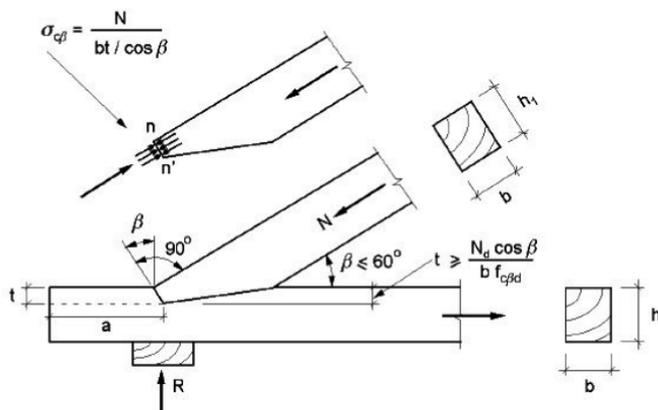
Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas - cm	1	2	3	4	5	7,5	10	15
α_n	2,00	1,70	1,55	1,40	1,30	1,15	1,10	1,00

Fonte: NBR 7190 (ABNT, 1997).

O comprimento a , necessário para transmitir o componente horizontal do esforço normal para o elemento inferior, é dado pela expressão $a \geq \frac{N_d \times \cos \beta}{b \times f_{vd}}$, em que f_{vd} representa a tensão resistente de projeto a

cisalhamento, podendo ser tomado como $f_{vd} = 0,12f_{c0,d}$ para as dicotiledôneas e $f_{vd} = 0,15f_{c0,d}$ para as coníferas.

Figura 1.19 | Ligação por entalhe – dente simples



Fonte: Pfeil e Pfeil (2017, [s.p.]).



Dica

Pesquise na base GEDWeb da biblioteca virtual a NBR 7190 - *Projeto de estruturas de madeira* (ABNT, 1997), para saber mais sobre o dimensionamento das ligações. Leia as páginas 32 até 38.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190 – Projetos de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. [Target Gedweb].

Estude mais sobre os processos de dimensionamento de ligações em estruturas metálicas lendo o Capítulo 4 do livro *Estruturas de madeira* do Pfeil e Pfeil (2017) disponível na biblioteca virtual.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5. Ed. 6, rev. e ampl. –[Reimpr]. Rio de Janeiro: LTC, 2017. [Minha biblioteca]

É muito importante que o engenheiro conheça as dimensões comerciais existentes dos materiais para que a especificação seja feita de forma correta. No site da ArcelorMittal ([s.d.]), é possível fazer o download dos catálogos de materiais, como os pregos.

ARCELORMITTAL. **Pregos Arcelor Mittal**. ([s.l., s. d.]).

Agora que você aprendeu sobre os tipos de ligações entre elementos estruturais de madeira, já tem todos os conhecimentos necessários para resolver problemas deste tipo. Vamos em frente, sem medo de errar.

Sem medo de errar

Você, como engenheiro recém-formado, deverá dimensionar as ligações entre os elementos estruturais que compõem o pergolado, conforme esquema da ligação pilar-contraventamento e pilar-viga, apresentado na Figura 1.12 do *Diálogo aberto*.

Para a ligação pilar-viga, será utilizada a ligação por entalhe. De acordo com o que foi estudado, é preciso determinar a profundidade do dente, t , e o comprimento necessário para transmitir o esforço horizontal,

a . Logo, $t \geq \frac{N_d \times \cos \beta}{b \times f_{\phi d}}$. Como a viga está apoiada horizontalmente sobre o pilar, o ângulo existente entre estes dois elementos é igual a 0, logo, $\beta = 0$,

$N_d = 35,2 \text{ kN}$, $b = 20 \text{ cm}$ e $f_{\phi d} = \frac{f_{cd} \times f_{cnd}}{f_{cd} \sin^2 \beta + f_{cnd} \cos^2 \beta}$. Como $\beta = 0$,

$f_{\phi d} = f_{cd}$, conforme visto na Seção 1.2, o valor de f_{cd} pode ser estimado pela

$$\text{equação } f_{cd} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_c}{\gamma_m} = (k_{\text{mod}1} \times k_{\text{mod}2} \times k_{\text{mod}3}) \times \frac{0,70 \times f_m}{\gamma_m}.$$

Sabendo que a madeira utilizada para o pergolado será o ipê ($f_{cm} = 76 \text{ MPa}$), de 2ª categoria ($k_{\text{mod}3} = 0,8$), em região da classe de umidade 2 ($k_{\text{mod}2} = 1,0$), sujeito a uma carregamento permanente ($k_{\text{mod}1} = 0,60$) e

$\gamma_m = 1,4$, temos que $f_{cd} = (0,6 \times 1,0 \times 0,8) \times \frac{0,70 \times 76}{1,4} = 18,24 \text{ MPa} = 1,82 \text{ kN/cm}^2$.

Logo, $t \geq \frac{35,2 \cos^2 0}{20 \times 1,82} = 0,967 \text{ cm}$. Portanto, podemos adotar $t = 20 \text{ mm}$ que é a profundidade mínima permitida pela norma.

O comprimento, a , é dado pela expressão $a \geq \frac{N_d \times \cos \beta}{b \times f_{vd}}$, como a madeira empregada, Ipê, é uma dicotiledônea, $f_{vd} = 0,12 f_{c0,d}$, logo,

$f_{vd} = 0,12 \times 1,82 = 0,2184 \text{ kN/cm}^2$, sendo assim, $a \geq \frac{35,2 \times \cos 0}{20 \times 0,2184} = 8,1 \text{ cm}$. Portanto, podemos tomar $a = 10 \text{ cm}$.

No caso da ligação pregada entre o pilar e o contraventamento, inicialmente é preciso selecionar o prego a ser utilizado. A norma determina os requisitos de diâmetro e de penetração, sendo que $d \leq t/5 = 50/5 = 10 \text{ mm}$, logo, podemos adotar $d = 5,9 \text{ mm}$. Para a penetração, temos que $p \geq 12d = 12 \times 5,9 = 70,8 \text{ mm}$, logo, utilizaremos o prego 23x45, com comprimento igual a 103,5 mm.

A seguir, determinamos a resistência da madeira ao embutimento normal às fibras pela expressão $f_{end}=0,25f_{ed}\alpha_e$, com $f_{ed}=f_{cd}=18,24$ MPa e $\alpha_e=2,50$ (Tabela 1.13), portanto $f_{end}=0,25\times 18,24\times 2,5=11,4$ MPa. Agora podemos determinar os parâmetros β e β_{lim} , sendo $\beta=t/d=50/5,9=8,47$ mm, e $\beta_{lim}=1,25\sqrt{f_{yd}/f_{end}}=1,25\sqrt{545,5/11,4}=8,65$, onde $f_{yd}=f_{yk}/1,10=600/1,10=545,5$ MPa.

Como $\beta=8,47$ é menor que $\beta_{lim}=8,65$, ocorrerá o embutimento da madeira, com isso podemos determinar a resistência do prego em cortes simples pela expressão $R_{vd,1}=0,40\times f_{end}\times(t^2/\beta)=0,40\times 11,4\times(50^2/8,47)=1345,92$ N.

Portanto, o número de pregos pode ser determinado dividindo-se o esforço normal solicitante de cálculo pelo esforço resistente do prego, logo, $n=\frac{21,15}{1,35}=15,67$. Então, deverão ser utilizados 16 pregos, que podem ser distribuídos, por exemplo, em quatro linhas com quatro pregos em cada.

Após concluir esta 3ª fase do projeto, você conheceu as principais propriedades dos materiais e conceitos fundamentais das ligações para dimensionamento dos elementos estruturais de madeira. Agora você já sabe analisar as propriedades dos materiais e determinar as ligações entre as peças estruturais de madeira.

Vamos praticar um pouco mais?

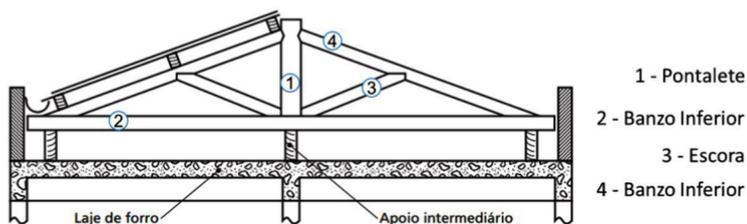
Avançando na prática

Especificação da ligação em estruturas de madeira

Descrição da situação-problema

Você é engenheiro calculista e está trabalhando na elaboração dos projetos estruturais de uma residência multifamiliar. Para a estrutura da cobertura, você optou pelo sistema treliçado, comumente conhecido como tesoura, em madeira. Agora você precisa analisar os conceitos relacionados aos tipos de ligações existentes em estruturas de madeira e determinar como será feita a ligação entre os elementos estruturais da treliça, banzos, pontaletes e escoras, conforme mostrado na figura 1.20.

Figura 1.20 | Esquema de uma tesoura de cobertura



Fonte: adaptada de Moliterno (2011, p. 242).

Resolução da situação-problema

Avaliando os tipos de ligações comumente utilizadas em estruturas de madeira, bem como sua facilidade de execução e aplicação, é possível definir a ligação entre os elementos estruturais que pode ser realizada através de entalhes, no entanto, o entalhe só pode ser utilizado para a transmissão de esforços de compressão; para esforços de tração deve ser definido outra forma de transmissão dos esforços. Outra ligação possível de ser utilizada é a ligação através de chapas metálicas com dentes estampados, cuja utilização favorece a industrialização da construção e conseqüente agilidade no processo de montagem. Pode-se ainda optar pela utilização de chapas metálicas parafusadas a estrutura de madeira, não deixando de verificar também a resistência dos elementos metálicos e cuidando para que não ocorra fendilhamento.

Faça valer a pena

1. Segundo a NBR 7190 (ABNT, 1997) as ligações entre as peças de madeira podem ser feitas por meio de diversos dispositivos, que apresentam características próprias. _____ é um elemento de madeira dura ou elemento metálico, inserido no interior de um entalhe com o objetivo de transmitir os esforços.

Assinale qual elemento de ligação completa adequadamente a lacuna do texto acima:

- a) Entalhe
- b) Cavilha
- c) Tarugo
- d) Pino
- e) Prego

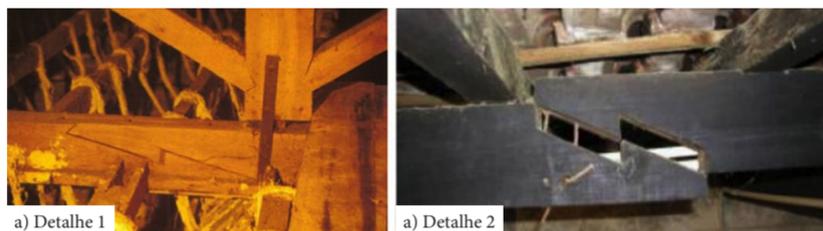
2. Uma ligação entre dois elementos estruturais em madeira, sendo um elemento com a espessura de 70 mm e outro com espessura de 80 mm, foi projetado utilizando um pino de madeira, ou cavilha, de 16 mm de diâmetro, sabendo que o β_{lim} da ligação é igual a 4,21.

Neste contexto, determine qual o mecanismo de ruptura da ligação entre esses dois elementos estruturais:

- a) Esmagamento local sob compressão normal às fibras.
- b) Esmagamento local da madeira.
- c) Flexão da cavilha.
- d) Tração do elemento de ligação.
- e) Tração perpendicular às fibras da madeira.

3. “As ligações devem ser consideradas pontos fundamentais na segurança de estruturas de madeira. Em algumas situações, a falha de uma conexão poderá ser responsável pelo colapso da estrutura” (CALIL JUNIOR et al., 2003, p. 111).

Figura 1.21 | Esquema de uma tesoura de cobertura



Fonte: adaptada de Machado et al. (2009 apud Brito, 2014, p. 101).

Com base no texto e nas imagens da Figura 1.21, avalie as seguintes asserções e as relações entre elas propostas:

- I. Os reforços em chapas metálicas das ligações emendadas são elementos de ligação não considerados para o cálculo desta.

PORQUE

- II. Erros de concepção das ligações em estruturas de madeira podem causar o desengastamento de uma emenda ou ainda a ruptura na madeira.

A respeito das asserções relacionadas anteriormente, assinale a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II justifica a I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não justifica a I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira e a II falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa e a II verdadeira.
- e) Ambas as asserções são falsas.

Referências

AMERICAN NATIONAL STANDARD (ANS). **NDS**: National design specification for wood construction. Washington: ANSI/NfoPA.1991.

ARCELORMITTAL. **Pregos ArcelorMittal**. [S.l., s.d.]. Disponível em: <http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/pregos/catalogo-pregos.pdf>. Acesso em: 22 set. 2018

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980. [Target Gedweb]. Disponível em: <https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/main.asp>. Acesso em 15 set 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) . **NBR 6123** – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro: ABNT,1988. [Target Gedweb]. Disponível em: <https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/main.asp>. Acesso em 15 set 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10067** – Princípios gerais de representação em desenho técnico – Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. [Target Gedweb]. Disponível em: https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/resultado_avancado.asp. Acesso em: 22 nov. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7190** – Projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. [Target Gedweb]. Disponível em: <https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/main.asp>. Acesso em: 15 set. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8681** – Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003. [Target Gedweb]. Disponível em: <https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/main.asp>. Acesso em 15 set 2018.

BRITO, L. D. **Patologia em estruturas de madeira**: metodologia de inspeção e técnicas de reabilitação. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. Disponível em: http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/2014DO_LeandroDussarratBrito.pdf. Acesso em: 22 set. 2018.

CALIL JUNIOR, C; LAHR, F. A. R; DIAS, A. A. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira**. Barueri, SP: Manole, 2003. [Minha Biblioteca]. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788520442968/cfi/0>. Acesso em: 28 set. 2018.

EUROPÉEN DE NORMALISATION. **Eurocode 5**: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

FARIA, R. **Garantia de boa estrutura**: cuidados com o planejamento e execução do cimbramento evitam que lajes e vigas trabalhem precocemente e tenham sua resistência prejudicada. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/115/artigo286353-1.aspX>. Acesso em: 23 ago. 2018.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS - IPT. **Informações sobre madeiras**. São Paulo, [s.d.]. Disponível em: http://www.ipt.br/consultas_online/informacoes_sobre_madeira/busca. Acesso em: 22 ago. 2018.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS - IPT. **Madeiras na construção**. São Paulo, 1 nov. 2013. Disponível em: <http://www.ipt.br/noticia/754.htm>. Acesso em: 22 ago. 2018.

MEDEIROS, R. C. **Forças em peças de contraventamento de treliças de madeira**. 2010. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010. Disponível em: http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-22042010-082927/publico/2010ME_RodolfoCostadeMedeiros.pdf. Acesso em: 15 set. 2018.

MOLITERNO, A. **Caderno de Projetos de telhados em estruturas de madeira**. 4. ed. São Paulo: Blucher, 2011.

NAHUZ, A. R. **Catálogo de madeiras brasileiras para a construção civil**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 2013. Disponível em: <https://www.wwf.org.br/?40242/Catlogo-de-madeiras-brasileiras-para-a-construo-civil>. Acesso em: 23 ago. 2018.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira. NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5. Ed. 6, rev. e ampl. –[Reimpr]. Rio de Janeiro: LTC, 2017. [Minha biblioteca] Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2810-1/cfi/6/2!/4/2/2@0:0>. Acesso em: 10 set. 2018.

PINTO, E. M.; CALIL JUNIOR, C. **Resistência mecânica de estruturas de madeira em situação de incêndio**: proposta para a inclusão em anexo da NBR 7190. Disponível em: <http://madeira.set.eesc.usp.br/article/view/283>. Acesso em: 14 set. 2018.

SALES, J. J. et al. **Sistemas Estruturais**: teoria e exemplos. São Carlos: SET/EESC/USP, 2005. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/portal/pt/livros/369-sistemas-estruturais-teoria-e-exemplos>. Acesso em: 1 out. 2018.

ZENID, G. J. **Madeira**: uso sustentável na construção civil. 2. ed. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, SVMA, 2009. Disponível em: <http://a3p.jbrj.gov.br/pdf/madeira.pdf>. Acesso em: 23 de ago. 2018.

ZENID, G. J. **Madeira na Construção Civil**. Disponível em: <http://www.estruturas.ufpr.br/wp-content/uploads/2015/02/MADEIRA-NA-CONSTRU%C3%87%C3%83O-CIVIL.pdf>. Acesso em: 23 ago. 2018.

Unidade 2

Estruturas de madeira: dimensionamento

Convite ao estudo

Caro aluno

Para projetar uma estrutura, uma importante atividade a ser desenvolvida é o dimensionamento dos elementos estruturais, que consiste em determinar as medidas geométricas da seção transversal, de forma que ela tenha a resistência suficiente para absorver e transmitir todos os esforços solicitantes, os seja, os esforços de tração, compressão, cisalhamento e momentos fletores que estejam agindo na estrutura devido ao sistema construtivo adotado e às ações atuantes consideradas.

Nesta unidade você vai conhecer os critérios de dimensionamento estabelecidos nas normas vigentes, aplicando-os na definição dos elementos estruturais de madeira, sendo eles elementos tracionados, comprimidos ou vigas, para que, desta forma, seja possível dimensionar os elementos estruturais em madeira.

Parabéns, você está indo muito bem em seu trabalho, demonstrando domínio na resolução das tarefas que lhe foram atribuídas. Agora, está na hora de dimensionar os elementos de madeira, ou seja, de acordo com os esforços solicitantes incidentes em cada elemento estrutural, o seu supervisor deu a você a tarefa de determinar a dimensão da seção transversal dos elementos estruturais que apresentam a capacidade de absorver os esforços solicitantes que vão atuar na estrutura do pergolado, de forma a garantir a estabilidade e o bom desempenho da estrutura em situação de serviço.

Para ser bem-sucedido nesta tarefa, você terá que utilizar, além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, as prescrições definidas nas normas vigentes que sejam relevantes para cada situação de esforço solicitante que esteja atuando na estrutura. Sendo assim, como se dá o comportamento da madeira quando submetida aos diferentes esforços? Como as propriedades dos materiais influenciam na determinação dos esforços resistentes de cálculo? Qual é a importância das dimensões da seção transversal para a resistência de projeto?

Para auxiliá-lo na resolução da situação-problema exposta acima, nesta unidade abordaremos os requisitos normativos para a verificação de elementos de madeira submetidos aos esforços de tração, compressão e flexão.

Vamos lá? Temos muita coisa para aprender nesta unidade.

Barras de madeira tracionadas

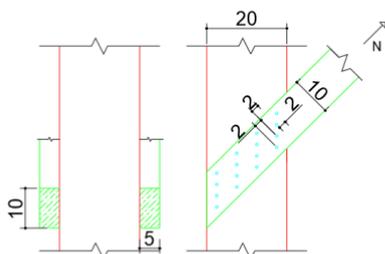
Diálogo aberto

Caro aluno, os elementos estruturais se comportam de maneiras diferentes dependendo dos esforços que estejam atuando na estrutura e, desta forma, apresentam resistências diferentes para cada tipo de solicitação. Você já deve ter ouvido falar, por exemplo, que os elementos em concreto apresentam uma excelente resistência à compressão, porém, a resistência à tração é desprezível. Para sanar essa deficiência, utilizamos as barras de aço nas estruturas de concreto armado. Isso se deve, de forma simplificada, às características e às propriedades do material. A madeira é um material que apresenta boa resistência tanto à tração, quanto à compressão, mas, por ser um material anisotrópico, apresenta diferentes propriedades nas direções tangenciais e longitudinais e, com isso, diferentes resistências.

Retomando o nosso contexto de aprendizagem, sua empresa está sobrecarregada com o número de projetos que estão sendo elaborados para cumprir o prazo de entrega estipulado pelo cliente, então, seu supervisor solicitou que você verifique o pré-dimensionamento realizado para os elementos estruturais do pergolado, ou seja, será necessário conferir se a seção transversal adotada para a estrutura até o momento é suficiente para absorver os esforços solicitantes de forma a garantir a segurança estrutural. Em um primeiro momento, você precisará verificar os elementos usados para realizar o contraventamento do pórtico e, para auxiliá-lo no dimensionamento, seu supervisor informou que a seção adotada para o contraventamento era de 5 cm de largura e 10 cm de altura, conforme mostra a Figura 2.1.

Considerando que a barra de contraventamento está submetida a um esforço solicitante de cálculo, N_d , de 42,3 kN e está ligada ao pilar por meio de 16 pregos de diâmetro $d = 5,9$ mm, dispostos conforme mostrado na Figura 2.1, sendo que a madeira utilizada para o pergolado será o ipê de 2ª categoria, em região de classe de umidade 2, sujeito a um carregamento permanente.

Figura 2.1 | Tirante do pórtico (medidas em cm)



Fonte: elaborada pela autora.

Para realizar essa tarefa, você precisa conhecer o valor do esforço axial atuante na estrutura, determinado conforme as

combinações de ações aplicáveis, além das prescrições normativas relacionadas a barras tracionadas que vão determinar os esforços resistentes de cálculo. Então, vamos descobrir como se determina o esforço resistente de cálculo para as barras tracionadas?

Não pode faltar

As barras de madeira submetidas ao esforço solicitante de tração axial podem ser encontradas em diversos elementos estruturais, por exemplo, em tirantes ou pendurais, em barras de contraventamentos de pórticos e em barras de sistemas treliçados, compondo as estruturas de coberturas, edificações, galpões ou pontes.

A NBR 7190 (ABNT, 1997) estabelece que os esforços resistentes dos elementos tracionados devem ser determinados, considerando-se a hipótese de comportamento elasto-frágil do material, ou seja, adotando um diagrama tensão-deformação linear até a ruptura. O comportamento elasto-frágil permite que, no caso de não ser possível realizar o ensaio de tração uniforme, a resistência à tração paralela às fibras seja determinada pela expressão $f_{co,k}/f_{t0,k} = 0,77$; já a resistência à tração normal às fibras não deve ser considerada para verificação da resistência no estado limite último da estrutura.

Os elementos em madeira possuem uma boa resistência ao esforço de tração aplicado paralelamente às fibras e geralmente são formados por seções transversais maciças retangulares, simples ou múltiplas, ficando o ponto crítico geralmente situado na região das emendas.



Refleta

Quando estamos analisando a resistência de um material, deve-se levar em consideração o comportamento dele quanto às deformações sofridas devido às tensões atuantes. Nesse sentido, o comportamento dos materiais é geralmente classificado em elástico ou plástico. Como se dá o comportamento da curva tensão-deformação para um material elasto-frágil (elástico linear)? E para um material elástico não-linear frágil? E para um material elastoplástico?

Detalhes das emendas de elementos estruturais tracionados de madeira

De acordo com Pfeil e Pfeil (2017), as emendas dos elementos tracionados estão localizadas nas regiões de ligações com demais elementos, sendo que os principais dispositivos usados para executar as emendas são as talas laterais de madeira (Figura 2.2), talas metálicas, entalhes e tarugos.

As emendas utilizando as talas laterais de madeira podem ser feitas por meio de pinos de madeira ou metálicos, parafusos, pregos ou conectores metálicos, sendo que a utilização do prego produz ligações longas, porém com boa rigidez, os parafusos e pinos produzem ligações com baixa rigidez sendo, portanto, a utilização mais adequada dos conectores, uma vez que conduzem a ligações menores e mais rígidas. Já as ligações com talas metálicas podem ser realizadas com pregos ou parafusos, no entanto, conduzem a uma emenda de difícil execução devido à furação na madeira ser menos precisa do que na chapa metálica.

Figura 2.2 | Emenda de barras de treliça utilizando talas de madeira



Fonte: iStock.

As emendas produzidas através de entalhes não devem ser aplicadas em madeiras verdes ou parcialmente secas, uma vez que a retração da madeira, devido à secagem, pode provocar deslocamento entre os elementos, não garantindo o trabalho simultâneo na transmissão dos esforços, além de ser necessário usar parafusos para impedir a movimentação entre as peças.



Saiba mais

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997) algumas disposições construtivas devem ser seguidas durante a concepção dos projetos estruturais, sendo elas:

- Nas peças principais isoladas, como em vigas e barras longitudinais de treliças, a área mínima das seções transversais deve ser de 50 cm^2 e a espessura mínima de 5 cm;
- Nas peças secundárias, esses limites são reduzidos para 18 cm^2 e 2,5 cm, respectivamente;
- Caso sejam utilizadas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento que compõe a peça deve ser de 35 cm^2 e a espessura mínima de 2,5 cm;
- Para as peças secundárias múltiplas, esses limites são reduzidos para 18 cm^2 e 1,8 cm;
- Para as peças comprimidas, o comprimento máximo não pode ultrapassar quarenta vezes a dimensão transversal correspondente ao eixo de flambagem;

- Para peças tracionadas, o comprimento máximo não pode ultrapassar cinquenta vezes a dimensão transversal correspondente ao eixo de flambagem;
- Os elementos de seção transversal circular constante, submetidos a solicitações normais ou tangenciais, podem ser considerados como elementos de seção quadrada de área equivalente;
- Para elementos de seção transversal circular com diâmetro variável ao longo do comprimento, pode-se calcular como se tivessem seção constante, dado por: $d_{eq} = d_2 + \frac{d_1 - d_2}{3}$, em que d_1 é o diâmetro máximo e d_2 , o mínimo, e deve-se considerar ainda que $d_{eq} \leq 1,5 \times d_2$ (CALIL JUNIOR; LAHR; DIAS, 2003).

Critério de cálculo de barras de madeira tracionadas

O critério de dimensionamento das barras de madeira tracionadas, em estado limite último, leva em conta a área líquida da seção transversal A_n , de modo que a tensão solicitante de cálculo, σ_d , seja menor que a resistência a tração paralela às fibras da madeira, $f_{t0,d}$, logo, $\sigma_d = \frac{N_d}{A_n} \leq f_{t0,d}$.

Deve-se verificar, ainda, a esbelteza do elemento, que deve ser menor ou igual a $170 \left(\frac{L}{\sqrt{I/A}} \leq 170 \right)$, em que L equivale ao comprimento do elemento,

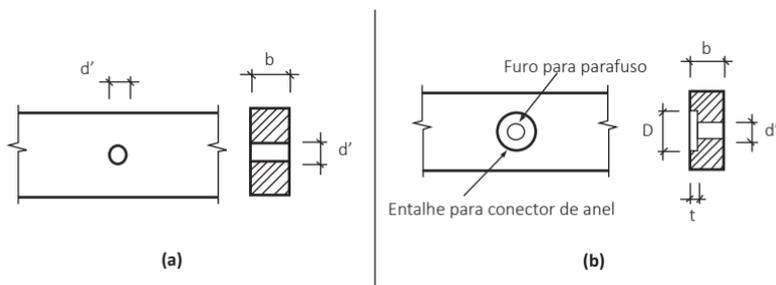
I representa o momento de inércia e A , a área da seção transversal. A resistência à tração paralela às fibras da madeira, f_{td} , deve ser determinada conforme estudado na Unidade 1, e N_d corresponde ao esforço normal de tração atuando na estrutura, determinado a partir da combinação de ações por meio da análise estrutural.

A área líquida da seção transversal, A_n , é determinada a partir da redução das áreas projetadas para os furos e entalhes da área bruta, A_g , sendo a área projetada determinada da seguinte forma:

- Para ligações por meio de prego, deve-se reduzir uma área equivalente ao diâmetro do prego, d , multiplicado pela espessura da peça, b , logo, $A_n = A_g - n \times (d \times b)$, em que n equivale ao número de furos da seção útil;
- Para ligações por meio de parafusos, como mostrado na Figura 2.3 (a), deve-se reduzir uma área equivalente ao diâmetro do furo, d' , multiplicado pela espessura da peça, b , portanto, $A_n = A_g - n \times (d' \times b)$, em que d' equivale ao diâmetro do parafuso somado a uma folga de 0,5 mm;

- Para ligações com conectores metálicos, conforme apresentado na Figura 2.3 (b), deve-se reduzir a área projetada do entalhe na madeira para instalação do anel mais a parcela não-sobreposta da área projetada do furo para o parafuso, logo, $A_n = A_g - n \times [D \times t - (b - t) \times d']$, em que D representa o diâmetro do entalhe para conector de anel e t , a espessura.

Figura 2.3 | Área líquida de elementos tracionados com parafusos e conectores metálicos



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017).

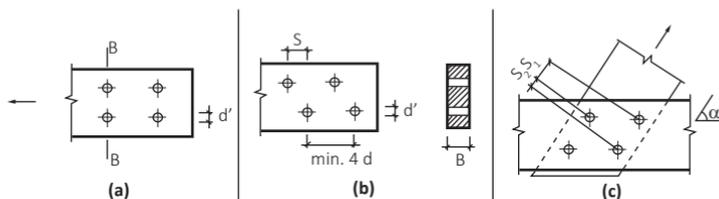


Assimile

Na determinação da área líquida da seção transversal é preciso levar em consideração a quantidade de furos presentes na seção, bem como a sua distribuição, para que seja possível determinar a linha de ruptura.

Geralmente, os furos são dispostos de maneira alinhada, como mostrado na Figura 2.4 (a). No entanto, em alguns tipos de ligação, os furos podem ser executados de forma desalinhada (Figura 2.4 (b)), por exemplo, em barras tracionadas inclinadas (Figura 2.4 (c)). Nesses casos, a norma americana NBS (ANS, 2015) determina que os furos situados em seções com distância, s , medida na direção da fibra, menor que “4d” devem ser considerados como se estivessem na mesma seção; já o EUROCODE 5 (PFEIL e PFEIL, 2017; CEN, 2004) considera um valor de s menor que “3,5d”.

Figura 2.4 | Determinação da seção útil



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017)

A NBR 7190 (ABNT, 1997) estabelece que os furos nas seções transversais tracionadas podem ser desprezados, desde que a redução na área bruta seja menor que 10%.



Exemplificando

Como exemplo, vamos verificar a segurança de um tirante de Angelim Pedra (Figura 2.5) de segunda categoria, de seção transversal $22\text{ cm} \times 4\text{ cm}$, submetido às seguintes cargas de tração: $N_g = 20\text{ kN}$ referente à ação permanente de pequena variabilidade e $N_q = 5\text{ kN}$ referente à ação accidental vertical. Sendo o tirante ligado por duas talas laterais de madeira por parafusos de 25 mm e considerando uma situação duradoura de projeto, em um ambiente de classe de umidade 2.

A verificação da segurança de um elemento tracionado é dada

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A_n} \leq f_{t0,d}$$

Inicialmente, determina-se o esforço normal solicitante de cálculo N_d , conforme combinação de ações vista na Unidade 1. Dessa forma, $N_d = \gamma_g \times N_g + \gamma_q \times N_q$, e os coeficientes de ponderação são dados conforme as Tabelas 1.11 e 1.12, logo, $N_d = 1,3 \times 20 + 1,4 \times 5 = 33\text{ kN}$.

Em seguida, determina-se a tensão resistente à tração, $f_{t0,d}$, sendo que

$f_{t0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_m}$. Na Tabela 1.1 temos que $f_{t0,m}$ para o Angelim pedra é

de $75,5\text{ MPa}$, logo $f_{t0,k} = 0,7 f_{t0,m} = 0,7 \times 75,5 = 52,85\text{ MPa}$. O coeficiente de ponderação da resistência, γ_m , para tração paralela às fibras é igual a $1,8$ e $k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \times k_{\text{mod},2} \times k_{\text{mod},3}$, em que $k_{\text{mod},1} = 0,70$ para madeiras serradas com carregamento de longa duração (Tabela 1.5), $k_{\text{mod},2} = 1,0$, para madeiras serradas na classe de umidade 2 (Tabela 1.6), e $k_{\text{mod},3} = 0,8$, para madeiras serradas dicotiledôneas de 2ª categoria (Tabela 1.7). Logo:

$$f_{t0,d} = (0,7 \times 1,0 \times 0,8) \times \frac{52,85}{1,8} = 16,44\text{ MPa}$$

Para a determinação da área líquida A_n , verificamos na Figura 1.25 que se trata de uma ligação alinhada com 2 furos ($n=2$) na seção transversal, logo, $A_n = A_g - n \times (d' \times b)$. A área bruta da seção é de $A_g = 22 \times 4 = 88\text{ cm}^2$, $d' = 25 + 0,5 = 25,5\text{ mm} = 2,55\text{ cm}$ e $b = 4\text{ cm}$, portanto, $A_n = 88 - 2 \times (2,55 \times 4) = 67,6\text{ cm}^2$.

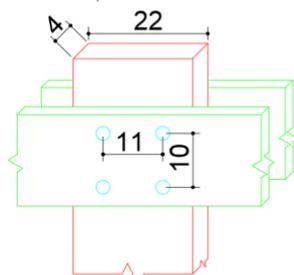
Verificando a segurança, temos que

$$\sigma_d = \frac{33}{67,6} = 0,4882\text{ kN/cm}^2 = 4,88\text{ MPa}, \text{ como:}$$

$$\sigma_d = 4,88\text{ MPa} \leq f_{t0,d} = 16,44\text{ MPa}$$

Concluimos que o tirante possui resistência suficiente para suportar as ações solicitantes, logo, está seguro.

Figura 2.5 | Tirante tracionado (medidas em cm)



Fonte: elaborada pela autora.



Dica

Os elementos submetidos ao esforço de tração são comumente encontrados em estruturas de madeira. Para saber mais sobre esse assunto, sugerimos um vídeo que mostra uma peça de madeira sendo submetida a um esforço de tração até a sua ruptura:

PROJETA INNOVATIONS. Ensaio de Tração - Madeira Pinus Elliotti. 22 abr. 2015.

Além disso, sugerimos a leitura do artigo a seguir:

RECCO, E. G.; PLETZ, E.; MOURA, J. D. M. Análise experimental de emendas tracionadas de barras de madeira laminada pregada de pinus spp. In: XV ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 15., 2014, Maceió. **Avanços no desempenho das construções – pesquisa, inovação e capacitação profissional**. Maceió: ENTAC, 2014. p. 1-10.

Após concluir o estudo desta seção, você já tem todos os conhecimentos necessários para dimensionar a barra de contraventamento do pórtico proposto no nosso projeto. Preparado?

Vamos lá? Temos o dimensionamento de uma barra tracionada para fazer.

Sem medo de errar

Retomando nosso projeto de estruturas de madeiras, você foi incumbido de verificar se a seção transversal adotada para o pórtico de madeira até o momento é suficiente para absorver os esforços solicitantes, de forma a garantir a segurança estrutural da peça. Você precisará verificar a barra de contraventamento do pórtico, conforme esquema da Figura 2.1. A seção adotada para o contraventamento é de 5 cm de largura e 10 cm de altura. Como a barra está sendo tracionada, a verificação da segurança se dá por

meio da expressão $\sigma_d = \frac{N_d}{A_n} \leq f_{t0,d}$.

Devido aos esforços solicitantes no pórtico, sabemos que a barra de contraventamento está sendo tracionada por uma carga de projeto, N_d , de 42,3 kN e que a ligação é realizada por meio de pregos de $d = 5,9$ mm.

Para a determinação da tensão resistente de cálculo à tração, $f_{t0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t0,k}}{\gamma_m}$, temos, da Tabela 1.1, que $f_{t0,m}$ para o ipê é de 96,8 MPa, logo, $f_{t0,k} = 0,7 f_{t0,m} = 0,7 \times 96,8 = 67,76$ MPa. O coeficiente de ponderação da resistência, γ_m , para tração paralela às fibras é igual a 1,8 e

$k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \times k_{\text{mod},2} \times k_{\text{mod},3}$, em que $k_{\text{mod},1} = 0,60$ para madeiras serradas com carregamento permanente (Tabela 1.5), $k_{\text{mod},2} = 1,0$, para madeiras serradas na classe de umidade 2 (Tabela 1.6) e $k_{\text{mod},3} = 0,8$ para madeiras serradas dicotiledôneas de 2ª categoria (Tabela 1.7). Logo,

$$f_{t0,d} = (0,6 \times 1,0 \times 0,8) \times \frac{67,76}{1,8} = 18,07 \text{ MPa} .$$

Para a determinação da área líquida, $A_n = A_g - n \times (d \times b)$, verificamos na Figura 1.26 que se trata de uma ligação desalinhada com a barra inclinada. Logo, precisamos verificar a distância, s , entre os parafusos, como $4d = 4 \times 5,9 = 23,6 \text{ mm}$, e a distância entre os parafusos é de 2 cm, ou seja, 20 mm, (Figura 1.26), logo, considerando a seção A-A, mostrada na Figura 1.26, podemos considerar $n = 3$.

A área bruta da seção é de $A_g = 10 \times 5 = 50 \text{ cm}^2$, $d = 5,9 \text{ mm} = 0,59 \text{ cm}$ e $b = 5 \text{ cm}$, portanto, $A_n = 50 - 3 \times (0,59 \times 5) = 41,15 \text{ cm}^2$.

Verificando a segurança, temos que

$$\sigma_d = \frac{42,3}{41,15} = 1,028 \text{ kN/cm}^2 = 10,28 \text{ MPa} , \text{ como:}$$

$$\sigma_d = 10,28 \text{ MPa} \leq f_{t0,d} = 18,07 \text{ MPa}$$

Concluimos que a barra de contraventamento tem resistência suficiente para suportar as ações solicitantes, logo, a seção transversal adotada está adequada. A determinação adequada da resistência de cálculo de um elemento é de fundamental importância para a segurança da estrutura, garantindo assim que o elemento não se romperá devido às solicitações de cálculo.

Após resolver este problema, você cumpriu mais uma etapa para saber dimensionar os elementos estruturais em madeira. Que tal resolvermos agora um outro problema sobre a emenda de barras tracionadas?

Avançando na prática

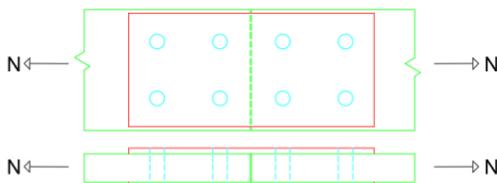
Emenda de barras tracionadas

Descrição da situação-problema

Você é engenheiro calculista e está trabalhando na elaboração dos projetos estruturais de um galpão em estrutura de madeira dicotiledônea classe C40. Devido às dimensões do galpão, uma barra de madeira tracionada precisará

ser emendada para atingir as dimensões de projeto. Você utilizará uma emenda por meio de talas metálicas laterais utilizando parafuso de 25 mm de diâmetro, conforme disposição mostrada na Figura 2.6, considerando que a espessura da barra tracionada deverá ser de 5 cm. Determine a seção transversal mínima para suportar um esforço de tração solicitante de cálculo de 150 kN.

Figura 2.6 | Emenda da barra



Fonte: elaborada pela autora.

Resolução da situação-problema

Na Tabela 1.8 temos que $f_{c0k} = 40$ MPa para as madeiras dicotiledôneas da classe C40, como $f_{c0,k}/f_{t0,k} = 0,77$, $f_{t0,k} = f_{c0,k}/0,77 = 40/0,77 = 51,95$ MPa = 5,195 kN/cm².

Como $\sigma_d = \frac{N_d}{A_n} \leq f_{t0,d}$, para termos a seção mínima, basta considerarmos

$\sigma_d = f_{t0,d}$, dessa forma, $N_d/A_n = f_{t0,d}$, e colocando a área líquida em evidência, temos $A_n = N_d/f_{t0,d} = 150/5,195 = 28,87$ cm².

Como para ligações parafusadas $A_n = A_g - n \times (d' \times b)$, podemos colocar a área bruta em evidência, dessa forma, $A_g = A_n + n \times (d' \times b)$, em que d' representa o diâmetro do parafuso acrescido da folga $A_g = 28,87 + 2 \times (2,55 \times 5) = 54,37$ cm².

Como $A_g = b \times h$, $h = \frac{A_g}{b} = \frac{54,37}{5} = 10,87$ cm.

Portanto, a seção transversal da barra tracionada pode ser adotada com 11 cm de largura e 5 cm de espessura.

Faça valer a pena

1. As emendas em estruturas de madeira são geralmente o ponto de maior fragilidade da estrutura, por isso, devemos dar especial atenção ao seu dimensionamento. Existem diversas formas de realizar asaemendas, sendo que as mais utilizadas são através das talas laterais de madeira, talas metálicas, entalhes e tarugos. No que se refere às ligações por meio das talas de madeira, elas podem ser executadas com o auxílio de pregos, parafusos, pinos ou conectores, sendo que:

- I. A utilização do prego produz ligações mais rígidas do que as ligações com conectores;
- II. As emendas utilizando parafusos e pinos produzem ligações com baixa rigidez;
- III. A utilização dos conectores conduz a ligações curtas e mais rígidas.

Com base nas afirmativas anteriores, marque a alternativa correta.

- a) Somente as afirmativas I e II estão corretas.
- b) Somente as afirmativas II e III estão corretas.
- c) Somente as afirmativas I e III estão corretas.
- d) Somente a afirmativa I está correta.
- e) Somente a afirmativa III está correta.

2. Uma tesoura de cobertura está sendo construída utilizando uma madeira de maçaranduba de 2ª categoria. Sabe-se que o pendural, cuja seção mede 50 mm de largura por 150 mm de altura, está submetido a um esforço de tração solicitante de cálculo de 53 kN e que a ligação entre os elementos será executada por 3 parafusos alinhados de 20 mm de diâmetro.

Determine a tensão resistente de cálculo, em Mpa, e escolha a alternativa que apresenta o resultado correto:

- a) 8,19
- b) 9,64
- c) 9,72
- d) 11,78
- e) 11,98

3. Uma barra de madeira tracionada de 12 m de comprimento está submetida a um esforço de tração de 72 kN. A seção transversal da barra é de 5 cm de largura por 40 cm de altura. Com relação à esbeltez do elemento, afirma-se que:

- () A esbeltez não atende à limitação de projeto, dessa forma, é necessário aumentar as dimensões da seção transversal.
- () A esbeltez não atende à limitação de projeto, logo, é necessário reduzir as dimensões da seção transversal.
- () A esbeltez atende às limitações de projeto, logo, é necessário aumentar as dimensões da seção transversal.

Sendo V para verdadeiro e F para falso, marque a alternativa a seguir que julga corretamente as afirmativas anteriores na ordem em que aparecem.

- a) V - F - V.
- b) F - V - V.
- c) V - V - F.
- d) F - F - F.
- e) F - V - F.

Barras de madeira comprimidas

Diálogo aberto

Caro aluno, nesta seção você aprenderá a dimensionar os elementos de madeira submetidos ao esforço de compressão. Vamos estudar a deformação da madeira na compressão, seção transversal, detalhes das emendas destes elementos estruturais e critérios de cálculo de barras de madeira comprimidas.

Como você já sabe, os diversos elementos que compõem um sistema estrutural, como vigas, treliças, pilares e lajes, estão submetidos a um conjunto de ações que induzem no elemento estrutural os esforços solicitantes, por exemplo, a compressão, que é o esforço característico de elementos como pilares e barras de treliças.

Lembre-se que de você é um engenheiro trabalhando no projeto de um pergolado em madeira para um hotel fazenda. Você já fez a seleção da madeira a ser utilizada, de acordo com as propriedades necessárias para esta aplicação, já levantou os carregamentos atuantes na estrutura e já dimensionou as ligações e os elementos de contraventamento. Agora, precisa verificar o dimensionamento das colunas que compõem o pórtico. Seu supervisor informou que para as colunas de 3 metros de altura, a seção transversal considerada será de 20 cm de largura e 20 cm de altura e que elas estão submetidas a um esforço de compressão de cálculo de 35,2 kN, além do momento fletor na direção x de 22,7 kNm e 0 na direção y . Seu superior também o lembrou que a madeira utilizada para o pergolado será o ipê ($f_{c0,m} = 76$ MPa) de 2ª categoria ($k_{mod3} = 0,8$), em região a classe de umidade 2 ($k_{mod2} = 1,0$), sujeito a um carregamento permanente ($k_{mod1} = 0,60$), e que as extremidades da coluna são indeslocáveis.

O dimensionamento dessas peças é normalmente determinado pela verificação da resistência à compressão simples ou à flexo-compressão causada pela ação de cargas aplicadas excêntricas, ou de um momento fletor proveniente de cargas aplicadas transversalmente, como a carga de vento, em combinação com a carga axial de compressão.

Avaliando a situação de projeto na qual você está inserido, você já percebeu que o procedimento aplicado na seção anterior não será suficiente para resolver esta tarefa, por isso, nesta fase atual, deverá estudar os critérios de cálculo para o dimensionamento de elementos comprimidos, bem como as características de deformação desses elementos, a tipologia das seções

transversais e os detalhes de emendas que devem ser realizadas em peças comprimidas.

Vamos aprender um pouco mais?

Não pode faltar

Os elementos comprimidos em estruturas de madeira podem ser encontrados em barras de treliças, pilares ou colunas isoladas ou que compõem a estrutura de pórticos, ou ainda nos elementos de contraventamento dos sistemas estruturais. Devido à propriedade de anisotropia, em estruturas de madeira existe uma considerável diferença na resistência da peça quando a carga de compressão é aplicada perpendicular ou paralelamente à fibra, sendo que a menor resistência à compressão é identificada quando o esforço é perpendicular às fibras da madeira.

Quando a aplicação das cargas ocorre axialmente, de forma centrada, os elementos estão sujeitos à compressão simples, já se a carga axial é aplicada excêntrica ou se existir momento fletor devido a cargas transversais, esses elementos estarão sujeitos à flexo-compressão. Segundo Calil Junior et al. (2003), quando se tem uma peça curta, ou seja, com índice de esbeltez, λ , menor que 40, o dimensionamento da estrutura será feito considerando apenas compressão simples. No caso de o índice de esbeltez ser maior que 40, mesmo que só exista a aplicação do carregamento centrado, a verificação da segurança deve ser feita considerando a flexo-compressão, ou seja, admite-se que existe uma excentricidade acidental devido às imperfeições geométricas, excentricidades que não puderam ser evitadas quando da aplicação da carga ou ainda excentricidade causada por efeitos de segunda ordem.

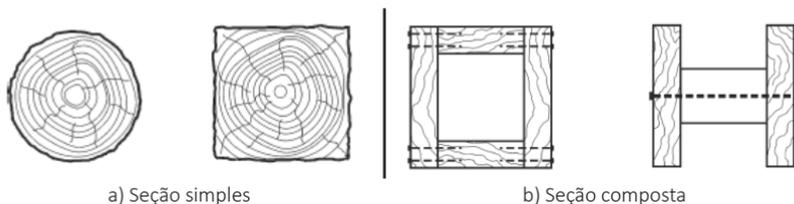


Refleta

A carga aplicada na madeira produz uma mudança na dimensão original chamada de deformação linear, sendo que a força de compressão causará uma redução nas dimensões do elemento. Quanto ao tipo de deformação que ocorre na madeira, como ela pode ser classificada? Como ela influencia na segurança da estrutura?

Os elementos submetidos ao esforço de compressão podem apresentar seção transversal simples, formada por uma única peça de madeira, ou composta, formada pela ligação de mais de uma barra de madeira, conforme mostrado na Figura 2.7.

Figura 2.7 | Seção transversal de peças comprimidas



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017).



Assimile

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), para os elementos submetidos ao esforço de compressão, o dimensionamento depende da esbelteza da peça, que é definido pelo índice de esbelteza dado pela expressão

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

em que L_0 é o comprimento teórico de referência, sendo

igual a $2L$ para peças de comprimento L engastadas em ambas as extremidades e igual a L para os elementos com ambas as extremidades indeslocáveis por flexão; já i_{\min} representa o raio de giração mínimo da seção transversal.

O índice de esbelteza classifica as peças em curtas, quando $0 < \lambda \leq 40$, medianamente esbeltas, quando $40 < \lambda \leq 80$, e esbeltas, quando $80 < \lambda \leq 140$; a norma não permite valores maiores do que 140.

Critério de cálculo de barras de madeira comprimidas

De acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), a segurança dos elementos de madeira submetidos ao esforço de compressão simples é dada pela expressão

$$\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A} \leq f_{c0,d},$$

em que σ_{cd} representa o valor de cálculo da tensão atuante, N_d representa o valor de cálculo do esforço de compressão, A é a área da seção transversal e $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras.

Para as seções submetidas à flexo-compressão, a condição de segurança relativa à resistência é dada pela mais rigorosa das seguintes expressões:

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

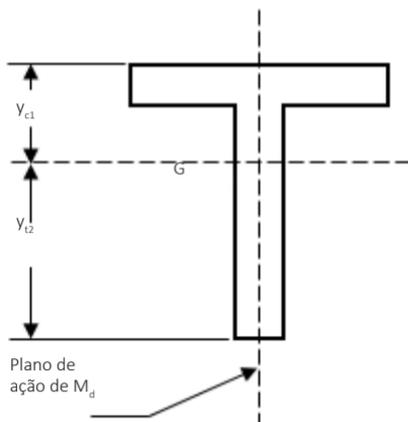
$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1$$

Em que $\sigma_{Nc,d}$ representa o valor de cálculo da tensão normal atuante devido apenas à força normal de compressão, $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devido às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais (x e y), k_M representa o coeficiente de correção, sendo igual a 0,5 para seção retangular e 1,0 para as demais seções transversais, e $f_{c0,d}$, conforme definido anteriormente.

As tensões máximas devido às componentes de flexão, $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$, podem ser dadas pela expressão $\sigma_{M,d} = \frac{M_d}{W_c}$, em que W_c representa o módulo

de resistência plástico dado por $W_c = \frac{I}{y_{c1}}$, sendo I o momento de inércia da seção transversal referente ao eixo central de inércia e y_{c1} representando a distância do centro de gravidade da seção até a fibra mais comprimida no plano de ação do momento (Figura 2.8).

Figura 2.8 | Distância centro de gravidade G, fibra mais comprimida



Fonte: ABNT NBR 7190 (1997, p. 23).

Já o valor de M_d depende da condição de esbeltez da peça, sendo que, para peças curtas, dispensa-se a consideração de efeitos de flexão, admitindo-se a ocorrência apenas de compressão simples.

Para peças medianamente esbeltas, $M_d = N_d(e_a + e_i) \left(\frac{F_c}{F_c - N_d} \right)$, em que $e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30}$, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação, $e_i = \frac{M_{1d}}{N_d}$, e, F_c

representando a carga crítica dada pela expressão $F_e = \frac{\pi^2 \times E_{c0,ef} \times I}{L_0^2}$,

sendo $E_{c0,ef} = k_{mod,1} \times k_{mod,2} \times k_{mod,3} \times E_{c0,m}$, $E_{c0,m}$ determinado por meio de ensaios, ou dado conforme Tabela 2.1, e demais parâmetros definidos na Unidade 1.

Tabela 2.1 | Valores médios do módulo de elasticidade longitudinal

Nome comum	E_{c0} (MPa)
Angelim pedra	12912
Ipê	18011
Jatobá	23607
Maçaranduba	22733
Pinho do Paraná	15225
Pinus caribea	8431
Pinus oocarpa	10904
Pinus taeda	13304

Fonte: ABNT NBR 7190 (1997, p. 90-92).

Para as peças esbeltas, $M_d = N_d(e_a + e_i + e_c) \left(\frac{F_e}{F_e - N_d} \right)$, em que $e_i = \frac{M_{1gd} + M_{1qd}}{N_d}$, sendo M_{1gd} e M_{1qd} os momentos de cálculo na situação de projeto, devido às cargas permanentes e variáveis, respectivamente, $e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[\frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_e - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\}$, em que N_{gk} e N_{qk} representam, respectivamente, os valores característicos da força normal devido às cargas permanentes e variáveis, $e_{ig} = M_{1g,d} / N_{gd}$, em que $M_{1g,d}$ e N_{gd} são os valores de cálculo do momento fletor e da força normal devido apenas às ações permanentes, respectivamente, $\psi_1 + \psi_2 \leq 1$, dados na Tabela 1.10 da Unidade 1, ϕ , representa o coeficiente de fluência e é dado conforme a Tabela 2.2, sendo os demais parâmetros como definidos anteriormente.

Tabela 2.2 | Coeficiente de fluência ϕ

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

Fonte: ABNT NBR 7190 (1997, p. 26).



Exemplificando

Considere uma barra de treliça de angelim pedra de 2ª categoria, classe de umidade 2, cujas extremidades são consideradas indeslocáveis, $L = L_0$, submetida a um esforço de compressão solicitante de cálculo permanente de 30 kN. Sabendo que a barra tem 90 cm de comprimento em seção circular de 10 cm de diâmetro, verifique a segurança estrutural do elemento.

Em primeiro lugar, deve-se determinar o índice de esbeltez da peça.

Como $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}}$, precisamos determinar o raio de giração, dado

pela expressão $i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}}$, a área da seção transversal circular dada

pela equação $A = \frac{\pi \times d^2}{4} = \frac{\pi \times 10^2}{4} = 78,54 \text{ cm}^2$, já o momento

de inércia é dado por $I = \frac{\pi \times d^4}{64} = \frac{\pi \times 10^4}{64} = 490,87 \text{ cm}^4$, logo,

$i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{490,87}{78,54}} = 2,50 \text{ cm}$, portanto, $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{90}{2,5} = 36$, sendo

a peça classificada como curta.

Para peças curtas, deve-se determinar a resistência admitindo-se compressão simples, logo, $\sigma_{cd} = \frac{N_d}{A} = \frac{30}{78,54} = 0,382 \text{ kN/cm}^2$. A tensão

resistente de cálculo é dada pela expressão $f_{c0,d} = k_{\text{mod}} \times \frac{f_{c0,m}}{\gamma_m}$, logo,

pela Tabela 1.1 temos que $f_{c0,m} = 59,8 \text{ MPa} = 5,98 \text{ kN/cm}^2$. Conforme

estudado na Seção 1.2, $k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \times k_{\text{mod},2} \times k_{\text{mod},3}$, que neste caso será

$k_{\text{mod}} = 0,6 \times 1,0 \times 0,8 = 0,48$ e γ_m , para compressão paralela às fibras, é

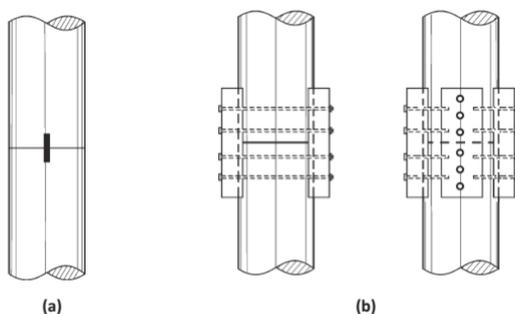
igual a 1,4. Portanto, $f_{c0,d} = 0,48 \times \frac{5,98}{1,4} = 2,05 \text{ kN/cm}^2$.

Como a condição de segurança determina que $\sigma_{cd} \leq f_{c0,d}$, este elemento está adequado.

Detalhes das emendas de elementos estruturais comprimidos de madeira

Em elementos comprimidos de madeira, as emendas devem ser realizadas no topo, sendo a carga transmitida diretamente entre os elementos, cuidando-se para que não ocorra flambagem. A emenda pode ser executada por meio de pinos (Figura 2.9 (a)), utilizando-se ainda talas laterais para aumentar a rigidez da ligação (Figura 2.9 (b)).

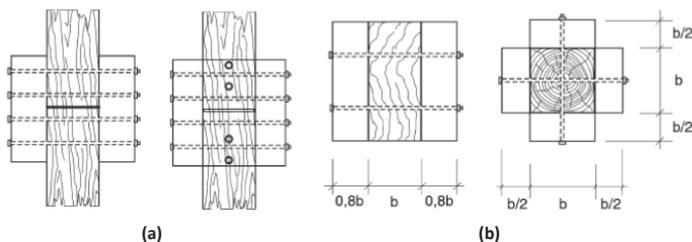
Figura 2.9 | Emendas de peças comprimidas



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017).

De acordo com Pfeil e Pfeil (2017), o dimensionamento das emendas deve atender à condição de transmissão de esforços e a inércia da coluna, para o efeito de flambagem. No que diz respeito à transmissão dos esforços, as emendas podem acontecer por contato ou sem contato (Figura 2.10 (a)). No primeiro, admite-se que todo o esforço é transmitido diretamente de um elemento para o outro, de forma que as talas não estão sendo solicitadas. Já na ligação sem contato, todo o esforço é transmitido pela tala. Quanto à inércia, as emendas situadas junto aos nós de contraventamento não estão expostas à flambagem, logo, as talas não precisam atender aos requisitos de inércia. Já para as emendas localizadas longe de contraventamento, existe o risco de flambagem, que deve ser impedido adotando-se talas com larguras conforme mostradas na Figura 2.10 (b).

Figura 2.10 | Largura das talas de emendas entre peças comprimidas



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017).



Dica

Para aprofundar os seus conhecimentos sobre o dimensionamento de elementos de madeira comprimida, sugerimos a leitura do artigo abaixo, páginas de 53 a 65.

MIOTTO, J. L.; DIAS, A. A. **Avaliação dos critérios de dimensionamento para peças comprimidas e flexocomprimidas de madeira**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, n. 33, p. 53-81, 2006.

Para saber mais sobre o dimensionamento das ligações, pesquise na base GedWeb da biblioteca virtual, a NBR 7190 - Projeto de estruturas de madeira (ABNT, 1997). Sugerimos a leitura das páginas 22 até 26.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 7190: projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

Sugerimos também a leitura do Capítulo 7 do livro Estruturas de madeira do Pfeil e Pfeil (2017), disponível na biblioteca virtual.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5. 6. ed., rev. e ampl. – [reimpr]. - Rio de Janeiro: LTC, 2017. [Minha biblioteca].

Agora você, aluno, já poderá realizar o dimensionamento de elementos de madeira submetidos ao esforço de compressão. Sendo assim, vamos verificar a coluna que compõe o pergolado do nosso projeto?

Sem medo de errar

Para darmos continuidade ao processo de dimensionamento do pergolado da área de lazer do hotel fazenda que estamos projetando, é necessário dimensionar os elementos que compõem as colunas do pórtico. Sabe-se que a seção transversal será de 20×20 cm, que as colunas estão submetidas a um esforço de compressão de cálculo de 35,2 kN, além do momento fletor

na direção x de 22,7 kNm e 0 na direção y, que a madeira utilizada para o pergolado será o ipê ($f_{c0,m} = 76$ MPa) de 2ª categoria ($k_{mod3} = 0,8$), em região a classe de umidade 2 ($k_{mod2} = 1,0$), sujeito a um carregamento permanente ($k_{mod1} = 0,60$), e que as extremidades da coluna são indeslocáveis.

Primeiramente, precisamos determinar a esbelteza da seção e, para isso, é preciso calcular a área da seção pela equação $A = b \times h = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2$, o momento de inércia, dado por $I_x = b \times h^3 / 12 = 20 \times 20^3 / 12 = 13333 \text{ cm}^4$, logo, $i_{min} = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{13333 / 400} = 5,77 \text{ cm}$, assim, $\lambda = \frac{L_0}{i_{min}} = \frac{300}{5,77} = 51,96$, portanto,

temos uma seção medianamente esbelta ($40 < \lambda \leq 80$).

De acordo a NBR 7190 (ABNT, 1997), as seções medianamente esbeltas devem ser verificadas quanto a flexo-compressão, sendo assim, a condição de segurança é dada pelo menor valor das seguintes expressões:

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

A tensão resistente de cálculo é dada pela expressão $f_{c0,d} = k_{mod} \times \frac{f_{c0,m}}{\gamma_m}$, logo, $f_{c0,m} = 76 \text{ MPa} = 7,6 \text{ kN/cm}^2$, $k_{mod} = k_{mod1} \times k_{mod2} \times k_{mod3}$ que, neste caso, será $k_{mod} = 0,8 \times 1,0 \times 0,6 = 0,48$, e γ_m , para compressão paralela às fibras, é igual a 1,4. Portanto, $f_{c0,d} = 0,48 \times \frac{7,6}{1,4} = 2,61 \text{ kN/cm}^2$.

A tensão normal atuante é dada por $\sigma_{Nc,d} = N_d / A = 35,2 / 400 = 0,088 \text{ kN/cm}^2$, e o coeficiente de correção k_M vale 0,5 para seção retangular.

Para determinarmos as tensões máximas devido às componentes de flexão $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$, é necessário calcular o módulo plástico $W_c = I / y_{c1} = 13333 / 10 = 1333 \text{ cm}^3$, as excentricidades $e_a = L_0 / 300 = 300 / 300 = 1 \text{ cm}$, sendo que $e_a \geq h / 30 = 20 / 30 = 0,67$ e $e_i = M_{1d} / N_d = 22,7 / 35,2 = 0,64 \text{ m}$, o módulo de elasticidade efetivo $E_{c0,ef} = k_{mod} \times E_{c0,m} = 0,48 \times 18011 = 8645,28 \text{ MPa}$, sendo $E_{c0,m}$ dado conforme Tabela 2.1 e a carga crítica

$$F_c = \frac{\pi^2 \times E_{c0,ef} \times I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \times 864,53 \times 13333}{300^2} = 1264,05 \text{ kN}.$$

Assim,

$$M_d = N_d (e_a + e_i) \left(\frac{F_c}{F_c - N_d} \right) = 35,2(1 + 64) \left(\frac{1264,05}{1264,05 - 35,2} \right) = 2353,54 \text{ kN} \times \text{cm} .$$

E $\sigma_{Mx,d} = \frac{M_d}{W_c} = \frac{2353,54}{1333} = 1,77 \text{ kN/cm}^2$, como o momento na direção y é igual a 0 $\sigma_{My,d} = 0$.

Logo, $\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} = \left(\frac{0,088}{2,61} \right)^2 + \frac{1,77}{2,61} = 0,68 \leq 1$, portanto, o perfil utilizado atende à condição de segurança da estrutura.

Após concluir o estudo desta seção, você estará apto a aplicar o conhecimento dos critérios de dimensionamento na definição dos elementos estruturais comprimidos em madeira.

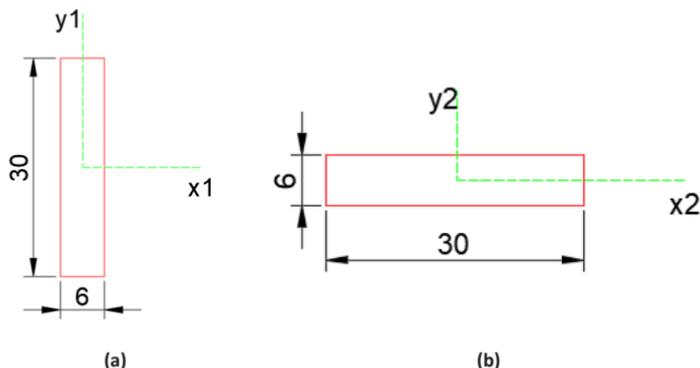
Avançando na prática

Esbeltez de pilar de madeira

Descrição da situação-problema

No processo de escoramento de uma edificação em concreto armado, serão utilizadas escoras de madeira de seção transversal de 6 cm x 30 cm, com comprimento de flambagem de 3 m. Você, como engenheiro responsável pela obra, foi solicitado a decidir em qual posição os elementos seriam instalados, conforme Figura 2.11 (a) (posição 1) ou Figura 2.11 (b) (posição 2). Sabendo que a maior carga solicitante incide perpendicularmente aos eixos x1 ou x2 e levando em consideração o índice de esbeltez da estrutura, qual será o melhor posicionamento das escoras? Como reduzir o índice de esbeltez do elemento?

Figura 2.11 | Posicionamento das escoras



Fonte: elaborada pela autora.

Resolução da situação-problema

Para a resolução deste problema, é preciso calcular o índice de esbeltez para as duas condições. Na posição 1 temos que a área é dada por $A = b \times h = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}^2$ e o momento de inércia é dado por $I_{x1} = b \times h^3 / 12 = 6 \times 30^3 / 12 = 13500 \text{ cm}^4$, logo, $i_{\min} = \sqrt{I_{x1} / A} = \sqrt{13500 / 180} = 8,66 \text{ cm}$, assim, $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{300}{8,66} = 34,64$.

Na posição 2 temos que a área é dada por $A = 180 \text{ cm}^2$ e o momento de inércia é dado por $I_{x2} = b \times h^3 / 12 = 30 \times 6^3 / 12 = 540 \text{ cm}^4$, logo, $i_{\min} = \sqrt{I_{x2} / A} = \sqrt{540 / 180} = 1,73 \text{ cm}$, assim, $\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{300}{1,73} = 173$.

Analisando os dois resultados, concluímos que a posição 1 é a mais adequada, uma vez que conseguimos o menor índice de esbeltez e, conseqüentemente, uma maior estabilidade da estrutura.

Para reduzir o índice de esbeltez, caso se queira adotar a posição 2, uma boa solução é instalar contraventamentos de forma a reduzir o comprimento de flambagem.

1. Preencha as lacunas com as palavras corretas sobre o dimensionamento de estruturas comprimidas:

Quando o índice de esbeltez é maior que _____, mesmo que só exista carregamento centralizado, a verificação da _____ deve ser feita considerando a flexo-compressão, ou seja, admite-se que existe uma excentricidade acidental devido às _____ geométricas ou excentricidades que não puderam ser evitadas quando da aplicação da carga, ou ainda excentricidade causada por efeitos de _____ ordem.

Assinale a alternativa que contém as palavras que preenchem as lacunas na ordem em que aparecem no texto-base acima.

- a) Quarenta; compressão; medidas; segunda.
- b) Oitenta; segurança; imperfeições; primeira.
- c) Quarenta; segurança; imperfeições; segunda.
- d) Cento e quarenta; segurança; medidas; primeira.
- e) Quarenta; segurança; imperfeições; primeira.

2. Uma coluna roliça de Angelim Pedra de uma edificação comercial, com diâmetro nominal de 20 cm e comprimento de 4 m está sujeita a um esforço axial de compressão de cálculo de 45 kN. Considerando combinação normal de ações e classe 2 de umidade, qual é a classificação desse pilar quanto à sua esbeltez?

Assinale a resposta correta para a pergunta do texto-base:

- a) Peça curta.
- b) Peça medianamente esbelta.
- c) Peça pouco esbelta.
- d) Peça super esbelta.
- e) Peça esbelta.

3. Quanto às emendas em elementos de madeira submetidos à compressão, analise as afirmativas a seguir e marque V para verdadeiro e F para falso:

- () Em elementos comprimidos de madeira, as emendas devem ser realizadas no topo, sendo a carga transmitida diretamente entre os elementos.
- () A emenda pode ser executada por meio de pinos, utilizando-se ainda talas laterais para aumentar a rigidez da ligação.
- () Na emenda por contato admite-se que todo o esforço é transmitido diretamente de um elemento para o outro, de forma que as talas não estão sendo solicitadas.
- () As emendas situadas junto aos nós de contraventamento não estão expostas à flambagem.

Assinale a alternativa que apresenta a sequência correta de cima para baixo:

- a) V - V - V - V.
- b) F - V - F - V.
- c) V - F - F - V.
- d) V - V - F - V.
- e) F - V - V - F.

Vigas de madeira

Diálogo aberto

Caro aluno, iniciaremos agora a última seção desta unidade, concluindo o estudo do dimensionamento dos elementos estruturais em madeira. Até agora, já aprendemos como é realizado o dimensionamento dos elementos submetidos aos esforços de tração, típicos de elementos de contraventamento, além do dimensionamento dos elementos submetidos ao esforço de compressão, característico de elementos como os pilares. Agora, vamos estudar dois elementos importantíssimos para um sistema estrutural: as vigas e os sistemas treliçados.

Lembre-se de que você é um engenheiro projetista atuando no dimensionamento dos elementos estruturais de um pergolado para a área de lazer do hotel fazenda e seu supervisor está muito contente com o trabalho que você tem desempenhado até agora, cogitando a possibilidade de transferi-lo para um novo projeto que a empresa está fechando. Porém, você ainda precisa concluir o dimensionamento do pórtico de madeira no qual tem trabalhado nas últimas semanas. Para isso, é necessário verificar a seção transversal da viga de 4 m de comprimento que compõe o pergolado, sabendo que a seção retangular da viga é de 10 cm de largura por 15 cm de altura, e que ela está submetida a um momento fletor máximo de 32,5 kNm e a um esforço cisalhante máximo de 35,2 kN, além de um esforço de compressão máximo de 24,2 kN e um esforço de tração máximo de 5,7 kN.

Avaliando o problema que você tem em mãos, é possível perceber que os conhecimentos adquiridos até agora não serão suficientes para realizar de forma correta a tarefa para a qual você foi designado. Desta forma, vamos então estudar o processo normativo para o dimensionamento de vigas de madeira. Abordaremos os conceitos gerais e cálculo de vigas de madeira, além dos tipos estruturais e análise estrutural de vigas treliçadas de madeira.

Ao final desta unidade, você saberá dimensionar os principais elementos estruturais em madeira, usados em diversas aplicações na construção civil.

Vamos lá?

As vigas são elementos estruturais lineares, montados de forma horizontal ou inclinada, possuindo um ou mais apoios, geralmente submetidos aos esforços de momento fletor e esforço cortante, caracterizando a flexão, além de deformações verticais, chamadas de flechas. Geralmente os elementos submetidos a esforços de flexão são encontrados em vigas de piso (Figura 2.12), vigas de pontes, componentes de estruturas de coberturas e elementos componentes de fôrmas e contraventamentos.

Figura 2.12 | Vigas em madeira



Fonte: iStock.

A verificação da segurança dos elementos submetidos à flexão compreende a verificação dos estados limites últimos referentes à resistência a tensões normais e tangenciais, além da instabilidade lateral e os estados limites de serviços referentes a deformações excessivas (flechas) e a vibrações. Deve-se ressaltar ainda que, em alguns casos, pode ser necessária a verificação de efeitos de compressão perpendicular às fibras ocorrendo na região dos apoios ou nos locais em que são aplicadas cargas concentradas.

De acordo com o elemento e com o sistema estrutural adotado, as vigas podem estar submetidas à flexão simples reta ou à oblíqua. Podemos ter ainda a flexão composta, nos casos em que os esforços de flexão ocorrem simultaneamente ao esforço normal, como quando as vigas estão submetidas a esforço axial centrado aliado a cargas transversais ou a esforço axial excêntrico.



Refleta

A flexão reta acontece quando o plano de solicitação coincide com um dos eixos principais de inércia, e a oblíqua ocorre quando o plano de solicitação não coincide com um dos eixos principais de inércia da seção transversal. Pense nas estruturas comumente utilizadas em edificações: quais elementos estão submetidos à flexão reta? Quais elementos estão submetidos à flexão oblíqua?

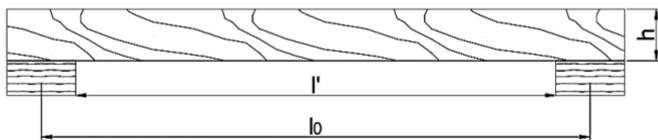
Critérios de cálculo de vigas de madeira

Para o dimensionamento das peças fletidas, é preciso determinar o comprimento (vão) teórico (l) da viga, sendo este o menor valor entre:

Distância eixo-eixo entre os apoios ($l = l_0$);

Distância entre as bordas internas dos apoios, somadas da altura da seção do elemento no meio do vão, não se considerando acréscimos maiores que 10 cm ($l = l' + h \leq l' + 10$ cm).

Figura 2.13 | Vão teórico de vigas em madeira



Fonte: elaborada pela autora.

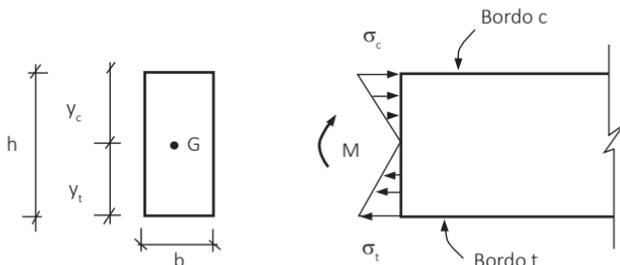
• Flexão simples reta

Na flexão reta, comumente encontrada em vigas dispostas horizontalmente, como em vigas de piso, a verificação da segurança quanto ao estado limite último referente às tensões normais (Figura 2.14), de acordo com a NBR 7190 (ABNT, 1997), se dá pelo atendimento simultâneo das seguintes condições:

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{W_c} \leq f_{cd} ; \sigma_{t2,d} = \frac{M_d}{W_t} \leq f_{td}$$

Em que f_{cd} e f_{td} , conforme definido nas seções anteriores; W_c e W_t representam os respectivos módulos de resistência determinados pelas expressões $W_c = I/y_{c1}$ e $W_t = I/y_{t2}$, sendo I o momento de inércia da seção transversal resistente em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante.

Figura 2.14 | Seção transversal submetida à flexão simples reta



Fonte: Pfeil e Pfeil (2017, [s.p.]).

Quanto ao estado limite último relativo às tensões tangenciais, a NBR 7190 (ABNT, 1997) determina que a segurança deve ser expressa por $\tau_d \leq f_{v0,d}$, sendo τ_d a máxima tensão de cisalhamento atuando no elemento.

Para as seções retangulares, τ_d é dado pela expressão $\tau_d = \frac{3 V_d}{2 bh}$. A norma admite, na falta de determinações experimentais, a utilização das relações abaixo ou os valores médios mostrados na Tabela 2.3.

- Para coníferas: $f_{v0,d} \leq 0,12 f_{c0,d}$;
- Para dicotiledôneas: $f_{v0,d} \leq 0,10 f_{c0,d}$.

Tabela 2.3 | Valores médios de resistência ao cisalhamento

Nome comum	f_v (MPa)
Angelim pedra	8,8
Ipê	13,1
Jatobá	15,7
Maçaranduba	14,9
Pinho do Paraná	8,8
Pinus caribea	7,8
Pinus oocarpa	8,0
Pinus taeda	7,7

Fonte: ABNT NBR 7190 (1997, p. 90-92).

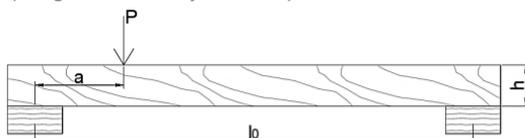


Assimile

De acordo com Calil Junior, Lahr e Dias (2003), na existência de cargas concentradas aplicadas próximas aos apoios, temos um efeito favorável da compressão normal às fibras, que leva a madeira a um aumento na resistência ao cisalhamento. Sendo assim, caso a verificação da segurança relativa às tensões tangenciais não seja atendida, pode-se reduzir os esforços cortantes atuantes até uma distância de duas vezes a altura da viga ($a \leq 2h$), pela expressão: $V_{red,d} = V_d \times \frac{a}{2 \times h}$.

Em que a é a distância entre o ponto de aplicação da carga concentrada e o eixo do apoio.

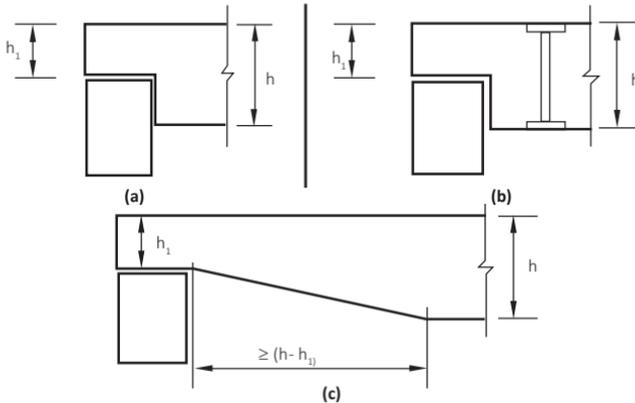
Figura 2.15 | Carga concentrada junto aos apoios



Fonte: elaborada pela autora.

Em vigas entalhadas, quando ocorre variações bruscas da seção transversal (Figura 2.16 (a)), a NBR 7190 (ABNT, 1997) determina a multiplicação da tensão de cisalhamento na seção mais fraca, h_1 , pelo fator h/h_1 , logo, $\tau_d = \frac{3 V_d}{2 b h_1} \left(\frac{h}{h_1} \right)$, sendo que $h_1 > 0,75 \times h$. No caso de $h_1 \leq 0,75 \times h$, a norma recomenda a utilização de parafusos verticais (Figura 2.16 (b)), dimensionados à tração axial para suportar a força cortante total a ser transmitida, ou ainda, a utilização de mísulas (Figura 2.16 (c)), variações graduais de seção, com comprimento maior do que três vezes a altura do entalhe, sendo que, em todos os casos, deve-se ter $h_1 \geq 0,5 \times h$.

Figura 2.16 | Vigas com entalhes



Fonte: adaptada de Calil Junior, Lahr e Dias (2003).

Quanto à verificação da segurança e ao estado limite último de instabilidade lateral, a NBR 7190 (ABNT, 1997) não determina critérios de verificação, e sim expõe as condições que devem ser satisfeitas para que essa verificação não seja necessária, sendo elas:

- Quando os apoios de extremidades das vigas impedem a rotação de suas seções extremas em relação ao eixo longitudinal do elemento;
- Quando existe um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga afastados entre si a uma distância menor ou igual a L_1 , de forma a impedir a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal dos elementos;
- Em vigas de seção transversal retangular se $\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \times f_{c0,d}}$, em que

$$\beta_M = \frac{1}{0,26\pi} \frac{4}{\gamma_f} \frac{(h/b)^{1,5}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63 \right)^{0,5}}.$$

- Em vigas de seção transversal retangular se $\frac{L_1}{b} > \frac{E_{c0,ef}}{\beta_M \times f_{c0,d}}$, desde que
$$\sigma_{c1,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{(L_1/b)\beta_M}.$$

Nos casos em que não se possa dispensar a verificação da instabilidade lateral, ela deve ser verificada experimentalmente.



Exemplificando

Como exemplo, vamos verificar a segurança de uma viga. Uma passarela de pedestre de 2 m de comprimento (vão teórico) foi construída em madeira Jatobá, cuja viga principal é de seção retangular de 12 cm de largura por 30 cm de altura. Sabendo que o momento máximo de cálculo atuando na estrutura é de 30 kN.m e que o esforço cortante máximo de cálculo é de 10 kN, verifique a segurança da viga. Considere que os apoios estão engastados, $k_{mod} = 0,56$, $f_{c0} = 93,3$ MPa, $f_{t0} = 157,5$ MPa, γ_m é igual a 1,4 para compressão e 1,8 para tração e cisalhamento. As resistências de cálculo são as seguintes:

$$f_{c0,d} = 0,56 \times 0,7 \times 93,3 / 1,4 = 26,12 \text{ MPa} = 2,61 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{t0,d} = 0,56 \times 0,7 \times 157,5 / 1,8 = 34,3 \text{ MPa} = 3,43 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 0,56 \times 0,54 \times 15,7 / 1,8 = 2,64 \text{ MPa} = 0,26 \text{ kN/cm}^2$$

O momento de inércia $I = bh^3/12 = 12 \times 30^3/12 = 27000 \text{ cm}^4$ sendo $y = 15 \text{ cm}$, dessa forma, o módulo de resistência é dado por $W_c = I/y_{c1} = 27000/15 = 1800 \text{ cm}^3$, logo,

$$\sigma_{c1,d} = \frac{M_d}{W_c} = \frac{3000}{1800} = 1,67 \text{ kN/cm}^2.$$

Quanto à resistência ao cisalhamento, temos

$$\tau_d = \frac{3 V_d}{2 bh} = \frac{3 \cdot 10}{2 \cdot 12 \times 30} = 0,04 \text{ kN/cm}^2. \text{ Logo,}$$

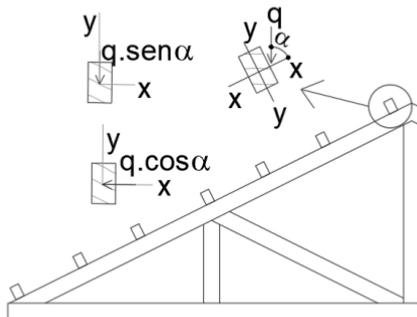
$$\sigma_{c1,d} = 1,67 \leq f_{cd} = 2,61; \quad \sigma_{t2,d} = 1,67 \leq f_{td} = 3,43 \quad \text{e} \quad \tau_d = 0,04 \leq f_{v0,d} = 0,26$$

Portanto, a segurança da viga está verificada.

- Flexão oblíqua**

A flexão oblíqua ocorre quando existem momentos fletores atuando fora de um dos eixos principais de inércia da seção, como ocorre, por exemplo, em terças que são colocadas no plano inclinado das tesouras de cobertura (Figura 2.17).

Figura 2.17 | Viga de telhado trabalhando a flexão oblíqua



Fonte: elaborada pela autora.

No caso da flexão oblíqua, a verificação da segurança quanto ao estado limite último referente às tensões normais, tanto para tração como para compressão, será dada pela pior das seguintes condições.

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

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

Em que $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ representam as máximas tensões das

componentes da flexão que atuam em cada eixo principal da seção transversal, f_{wd} representa a resistência de projeto à tração ou à compressão e k_M equivale ao fator de combinação das resistências em flexão oblíqua, sendo igual a 0,5 para seções retangulares e 1,0 para outras seções. No caso da verificação da segurança quanto à tensão de cisalhamento, deve-se verificar as duas direções principais (x e y), atendendo às seguintes expressões:

$$\tau_{x,d} \leq f_{v0,d} \text{ e } \tau_{y,d} \leq f_{v0,d}.$$

• Flexão composta

Na flexão composta, a viga está submetida a tensões devido à atuação do momento fletor, bem como a tensões de tração (flexo-tração) ou de compressão (flexo-compressão). Desta forma, a segurança da estrutura de ser verificada pelas expressões abaixo. Na flexo-tração reta ou oblíqua, a segurança é verificada pela mais rigorosa das seguintes expressões:

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

Já na flexo-compressão, a verificação da segurança é dada pela mais rigorosa das duas expressões a seguir:

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

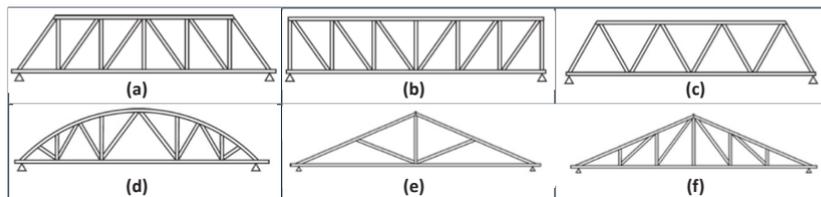
Treliças de madeira

O sistema treliçado de madeira é comumente empregado em estruturas de coberturas, onde é comum adotar-se estruturas com banzos superiores inclinados, e em pontes, onde normalmente os banzos superiores e inferiores são paralelos. Existem diversos tipos de treliças, identificadas de acordo com

o posicionamento de seus elementos, montantes e diagonais. A Figura 2.18 mostra alguns tipos de treliças, bem como a sua tipologia.

A utilização de banzos curvos em treliças confere maior economia ao projeto para vencer grandes vãos, sendo muito utilizado, por exemplo, em estádios de futebol. Outro aspecto interessante das treliças é que, para reduzir os efeitos de flambagem em peças comprimidas, é preferível que esses elementos sejam curtos, então, a treliça Howe é mais vantajosa do que a Pratt.

Figura 2.18 | Tipos de treliças em madeira: (a) treliça Howe; (b) treliça Pratt; (c) treliça Warren; (d) treliça com banzo superior curvo; (e) treliça Howe de um montante principal; (f) treliça tipo Pratt



Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2017).

O dimensionamento de elementos de treliça é realizado considerando os requisitos de segurança visto nas seções anteriores, de acordo com o esforço atuando na barra, ou seja, compressão, tração e flexão composta, sendo que, no caso das peças comprimidas, o parâmetro de flambagem é tomado como sendo igual a 1, isto é, considera-se a barra birrotulada.



Dica

O dimensionamento de vigas e de treliças de madeira é uma atividade corriqueira na vida do engenheiro projetista. Logo, para aumentar os seus conhecimentos, sugerimos a leitura do capítulo 8 do livro a seguir, disponível na biblioteca virtual.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5. 6. ed., rev. e ampl. – [reimpr]. Rio de Janeiro: LTC, 2017. [Minha biblioteca].

Sugerimos também a leitura do artigo sobre o sistema construtivo wood frame:

MOLINA, C. J.; CALIL JUNIOR, C. Sistema construtivo em wood frame para casas de madeira. **Semina**: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 31, n. 2, p. 143-156, jul./dez., 2010.

Agora que você já tem todas as informações para o dimensionamento dos elementos de vigas, vamos resolver uma situação real, dimensionando a viga do pórtico do hotel fazenda?

Sem medo de errar

Lembre-se de que estamos dimensionando a viga do pórtico que fará parte do pergolado a ser instalado na área de lazer do hotel fazenda, logo, você precisa verificar a seção transversal da viga de 4 m de comprimento que compõe o pergolado, considerando que a seção retangular da viga é de 10 cm de largura por 15 cm de altura e que a viga está submetida a um momento fletor máximo de 32,5 kNm e a um esforço cisalhante máximo de 35,2 kN, além de um esforço de compressão máximo de 24,2 kN e um esforço de tração máximo de 5,7 kN. Sabe-se, das unidades anteriores, que $f_{t0,d} = 1,807 \text{ kN/cm}^2$, $f_{c0,d} = 2,61 \text{ kN/cm}^2$. Como se trata de uma viga reta, submetida a momento fletor e esforço axial, devemos utilizar a situação de flexão composta para verificar a segurança desta viga, sendo os esforços na direção do eixo y iguais a 0, e o valor de $k_M = 0,5$.

Como $\sigma_{Nc,d} = N_d/A = 24,2/150 = 0,16 \text{ kN/cm}^2$ e

$\sigma_{Nt,d} = N_d/A = 5,7/150 = 0,04 \text{ kN/cm}^2$

As informações geométricas são as seguintes:

$$A = bh = 10 \times 15 = 150 \text{ cm}^2$$

$$I = bh^3/12 = 10 \times 15^3/12 = 2812,5 \text{ cm}^4$$

$$W = I/y = 2812,5/7,5 = 375 \text{ cm}^3$$

Para a verificação da flexo-tração reta, temos:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{t0,d}} \leq 1, \text{ portanto, } \frac{0,04}{1,807} + \frac{8,67}{1,807} + 0 = 4,82 \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1, \text{ portanto, } \frac{0,16}{1,807} + 0,5 \frac{8,67}{1,807} + 0 = 2,42 \leq 1$$

Para a verificação da flexo-compressão reta, temos:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1, \text{ portanto, } \left(\frac{0,16}{2,51} \right)^2 + \frac{8,67}{2,51} + 0 = 3,46 \leq 1$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1, \text{ portanto, } \left(\frac{0,16}{2,51} \right)^2 + 0,5 \frac{8,67}{2,51} + 0 = 1,73 \leq 1$$

Sendo assim, a seção adotada não é suficiente para suportar as solicitações de flexão composta com solicitação de tração e também não atende aos requisitos de segurança quanto à solicitação de flexão composta com esforço de compressão. Neste caso, será necessário aumentar a seção transversal ou utilizar uma madeira que tenha uma maior resistência à compressão.

Com isso, você pôde aplicar seus conhecimentos sobre os conceitos e critérios de dimensionamento de elementos de madeira estudados nesta seção. Avançou mais um passo para saber dimensionar os elementos estruturais em madeira. Vamos praticar mais um pouco?

Avançando na prática

Telhado de madeira

Descrição da situação-problema

Você está trabalhando no projeto de um telhado em madeira para uma residência e, ao analisar o projeto da treliça que será utilizada na cobertura, verificou que, para os elementos que serão usados como terças, foi especificado um elemento de seção retangular de 8 cm de largura por 12 cm de altura. Você não está seguro de que essa seção será suficiente para garantir a segurança da estrutura, então, terá que verificar a segurança do elemento. Você sabe que a terça possui 4 m de comprimento entre os apoios, a inclinação do telhado é de 25°, o momento máximo de cálculo atuante é de 33,6kN.cm, sendo esta carga no sentido vertical (carga de gravidade), e o valor de $k_{mod} = 0,56$, $f_{c0} = 6$ MPa, γ_m é igual a 1,4 para compressão.

Resolução da situação-problema

Por se tratar de um elemento de terça, a flexão que está atuando nele é a flexão oblíqua, logo, teremos momento atuando nos dois sentidos dos eixos principais de inercia. Sendo assim, deve-se determinar o momento atuando em cada uma das direções.

$$M_x = M \times \cos 25^\circ = 33,6 \times \cos 25^\circ = 30,45 \text{ kN.cm}$$

$$M_y = M \times \sin 25^\circ = 33,6 \times \sin 25^\circ = 14,20 \text{ kN.cm}$$

$$f_{c0,d} = 0,56 \times 6 / 1,4 = 2,4 \text{ MPa} = 0,24 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_x = bh^3/12 = 8 \times 12^3/12 = 1152 \text{ cm}^4, \text{ sendo } y = 6 \text{ cm}, W_c = I/y_{c1} = 1152/6 = 192 \text{ cm}^3$$

$$I_y = hb^3/12 = 12 \times 8^3/12 = 512 \text{ cm}^4, \text{ sendo } y = 4 \text{ cm}, W_c = I/y_{c1} = 512/4 = 128 \text{ cm}^3$$

$$\text{Logo, } \sigma_{Mx,d} = \frac{M_d}{W_c} = \frac{30,45}{192} = 0,16 \text{ kN/cm}^2 \text{ e } \sigma_{My,d} = \frac{M_d}{W_c} = \frac{14,20}{128} = 0,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Como } \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \rightarrow \frac{0,16}{0,24} + 0,5 \frac{0,11}{0,24} = 0,90 \leq 1$$

$$\text{e } k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \rightarrow 0,5 \frac{0,16}{0,24} + \frac{0,11}{0,24} = 0,79 \leq 1$$

Portanto, a segurança da terça foi verificada e atende aos requisitos de segurança.

Faça valer a pena

1. Preencha as lacunas com as palavras corretas sobre o dimensionamento de estruturas comprimidas:

Na _____, o elemento estrutural está submetido a esforços que atuam em um dos eixos principais de inércia da seção transversal. Já a _____ ocorre quando existem momentos fletores atuando fora de um dos eixos principais de inércia da seção, e na _____, a viga está submetida a tensões devido à atuação do momento fletor, bem como às tensões de tração ou de compressão.

Assinale a alternativa que contém as palavras que preenchem as lacunas, na ordem correta em que aparecem no texto acima.

- Flexão oblíqua; flexão reta; flexão composta.
- Flexão reta; flexão oblíqua; flexão composta.
- Flexão composta; flexão reta; flexão oblíqua.
- Flexão reta; flexão composta; flexão oblíqua.
- Flexão oblíqua; flexão composta; flexão reta.

2. As vigas são elementos estruturais lineares responsáveis por vencer os vãos das edificações, além de serem elementos que estão, normalmente, submetidos aos esforços de momento fletor e de esforço cortante. Para garantir a segurança estrutural deste elemento, é necessário a verificação quanto aos estados limites.

Acerca desse assunto, assinale a alternativa verdadeira.

- A verificação da segurança dos elementos submetidos à flexão compreende a verificação dos estados limites últimos referentes à resistência a tensões normais e tangenciais, além da instabilidade lateral, e os estados limites de serviços referentes às deformações excessivas e às vibrações.

- b) A verificação da segurança dos elementos de madeira deve analisar a ocorrência da torção no elemento, sendo este um caso comum e que normalmente leva a estrutura a grandes vibrações.
- c) A verificação da segurança dos elementos submetidos à flexão compreende a análise dos estados limites últimos, sendo que, devido às características do material, não é necessária a verificação dos estados limites de serviço.
- d) Em estruturas de madeira, a verificação do estado limite de serviço leva em consideração as flechas excessivas, bem como as vibrações e a resistência quanto ao momento fletor e esforço cortante.
- e) A verificação da segurança dos elementos submetidos à flexão compreende a análise dos estados limites de serviço referentes à resistência a tensões normais e tangenciais, além da instabilidade lateral, e os estados limites de últimos referentes a deformações excessivas e a vibrações.

3. A verificação da segurança de peças fletidas consiste nas análises quanto às tensões normais de tração e compressão, às tensões cisalhantes e à estabilidade lateral para vigas esbeltas, além das verificações quanto às deformações e às vibrações limites.

Com base no texto acima, avalie as seguintes asserções e as relações entre elas propostas:

- I. Nas peças submetidas à flexão simples, o plano de incidência do carregamento coincide com um dos eixos principais de inércia e não sofre efeito do esforço normal.

PORQUE

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

A respeito das asserções, assinale a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II justifica a I.
- b) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II não justifica a I.
- c) A asserção I é uma proposição verdadeira e a II, falsa.
- d) A asserção I é uma proposição falsa e a II, verdadeira.
- e) Ambas as asserções são falsas.

AMERICAN NATIONAL STANDARD – ANS. NDS: **National design specification for wood construction**. Washington: ANSI/NfoPA. 2015. Disponível em: <https://www.awc.org/codes-standards/publications/nds-2015>. Acesso em: 14 dez. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190**: projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. Disponível em: <https://www.gedweb.com.br/aplicacao/usuario/asp/main.asp>. Acesso em: 14 dez. 2018.

CALIL JUNIOR, C.; LAHR, F. A. R; DIAS, A. A. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira**. Barueri: Manole, 2003. [Minha biblioteca]. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/9788520442968/cfi/0>. Acesso em: 29 set. 2018.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION – CEN. **EN 1995-1-1:2004** - Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. Brussels, 2004. Disponível em: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=135>. Acesso em: 14 dez. 2018.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5, ed. 6, rev. e ampl. – [reimpr]. Rio de Janeiro: LTC, 2017. [Minha biblioteca]. Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2810-1/cfi/6/2!/4/2/2@0:0>. Acesso em: 29 set 2018.

RECCO, E. G.; PLETZ, E.; MOURA, J. D. M. Análise experimental de emendas tracionadas de barras de madeira laminada pregada de pinus spp. In: XV ENCONTRO NACIONAL DE TECNOLOGIA DO AMBIENTE CONSTRUÍDO, 15., 2014. **Avanços no desempenho das construções – pesquisa, inovação e capacitação profissional**. Maceió: ENTAC, 2014. p. 1-10. Disponível em: http://www.infohab.org.br/entac2014/artigos/paper_396.pdf. Acesso em: 14 dez. 2018.

SALES, J. J. et al. **Sistemas Estruturais**: teoria e exemplos. São Carlos: SET/EESC/USP, 2005.

Unidade 3

Estruturas metálicas: propriedades, ações e ligações

Convite ao estudo

Caro aluno,

De acordo com o Conselho Internacional de Construção (CIB, 1999), a construção civil é a indústria que mais consome recursos naturais e energia, o que gera alto impacto ambiental. Neste cenário, evitar o desperdício de materiais de construção, devido a procedimentos arcaicos e projetos mal concebidos, além de reduzir a geração de resíduos oriundos de demolições é fundamental para o desenvolvimento sustentável da construção civil. Além disso, a construção em aço ganha grande destaque, uma vez que o aço é um material 100% reciclável, cujo processo de construção é caracterizado pela rapidez de execução, limpeza e organização do canteiro de obras e baixo desperdício de material.

Iniciaremos agora o estudo de uma nova unidade, em que você conhecerá as propriedades do aço relevantes para o cálculo estrutural, assim como os conceitos fundamentais para o dimensionamento das ligações entre os elementos metálicos. Dessa forma, ao final da unidade você terá os conhecimentos necessários para especificar os materiais mais adequados para cada aplicação a partir do conhecimento das propriedades, além de ser capaz de calcular as ligações entre as peças estruturais.

Você vem desempenhando um excelente trabalho como engenheiro projetista recém-formado e, devido a isso, seu supervisor o designou para um novo projeto. Agora, sua empresa foi contratada para elaborar os projetos estruturais para um galpão industrial em estrutura metálica que será utilizado pelo cliente como local para armazenamento de materiais. Como responsável técnico por esse projeto, você deverá conceber toda a documentação técnica necessária à construção dessa obra, o que inclui o memorial de cálculo, que compreende o conjunto de especificações e os cálculos estruturais, os desenhos de projeto, fabricação e montagem da estrutura e as listas de materiais.

Sendo assim, quais características do aço o torna um material com elevado desempenho estrutural? Quais são as principais propriedades do aço e como elas influenciam o cálculo estrutural? Quando utilizar uma ligação

soldada e quando utilizar uma ligação parafusada? Quais perfis especificar para o meu projeto, laminado ou soldado? Qual seção transversal utilizar?

Para que você possa obter as respostas para as questões acima, será preciso conhecer as características e as propriedades do aço como material estrutural, os elementos estruturais em aço e seus comportamentos, além das prescrições normativas vigentes para o dimensionamento estrutural dos elementos e suas ligações.

Então, vamos iniciar o estudo desta unidade?

Características e propriedades do aço

Diálogo aberto

Caro aluno,

Você já deve ter observado que as estruturas metálicas são empregadas em diversos tipos de construção, desde galpões industriais, sistemas treliçados, cobertura para vencer grandes vãos como em pavilhões de eventos, aeroportos, estádios de futebol, até mesmo em edificações residenciais ou comerciais e torres de transmissão de energia. Isso se deve à grande versatilidade desse material, aliado a uma alta capacidade de absorver esforços com seções relativamente esbeltas, além da racionalização da construção caracterizada pelo planejamento, projeto detalhado, pré-fabricação e verificação detalhada da solução adotada.

Lembre-se de que você foi transferido para trabalhar no novo projeto iniciado pela sua empresa. Em sua primeira reunião com o cliente, você apresentou o projeto arquitetônico que será utilizado como base para a elaboração do projeto estrutural para o galpão de armazenamento de materiais. O cliente ficou satisfeito com o projeto arquitetônico, no entanto, ficou receoso quanto à utilização do aço e não do concreto armado para a confecção dos elementos estruturais, além de temer a durabilidade da estrutura. Seu desafio é mostrar ao cliente as vantagens de se utilizar o aço como material estrutural para a construção do galpão.

Com o objetivo de organizar o seu pensamento para elaborar uma apresentação consistente que possa sanar as dúvidas do cliente, é preciso refletir sobre as seguintes questões:

Como é o comportamento estrutural do aço?

Quais são as principais diferenças da construção em aço para a construção em concreto?

Quais são os cuidados para evitar a corrosão e garantir a durabilidade da estrutura?

Para isso, você deve conhecer as características e as propriedades físicas e mecânicas dos aços estruturais, os tipos de aços estruturais, as vantagens de utilização desse material e os perfis disponíveis no mercado. Ao final desta seção, você terá as informações necessárias para elaborar uma excelente apresentação para o seu cliente e defender a solução estrutural proposta por você.

Bons estudos!

Os materiais metálicos são muito importantes para a construção civil devido às propriedades que apresentam e sua diversidade de aplicação. Os metais podem ser definidos como substâncias inorgânicas compostas por um ou mais elementos metálicos, sendo que, quando ocorre a mistura de dois ou mais elementos, dizemos que se formou uma liga metálica. As ligas metálicas, geralmente, apresentam propriedades mecânicas e tecnológicas melhores do que a de um único elemento isolado. Como exemplo de liga metálica, temos o aço (ferro + carbono), o aço inoxidável (ferro + cromo + níquel), o bronze (cobre + estanho), entre outras.

Os metais e suas ligas podem ser classificados em materiais metálicos ferrosos ou não-ferrosos. Os materiais não ferrosos não contêm ferro em sua composição química ou o contêm apenas em pequenas quantidades, tais como o alumínio, o cobre, o níquel e o chumbo. Os materiais metálicos ferrosos contêm uma porcentagem elevada de ferro, superior a 90%, em sua composição química. Na área da construção civil os metais ferrosos de maior interesse são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado (ou laminado).

Segundo Pfeil e Pfeil (2014), o primeiro material metálico ferroso empregado na construção civil foi o ferro fundido, utilizado na construção de pontes em arcos ou treliçadas (Figura 3.1 (a)), já o ferro forjado foi usado no final do século XVIII em correntes de barras, formando os elementos portantes das pontes suspensas (Figura 3.1 (b)). Uma característica marcante desse material é a boa resistência à corrosão, o que faz com que muitas obras construídas antigamente ainda estejam em excelente estado. Em meados do século XIX, o uso do ferro fundido foi substituído pelo uso do ferro forjado, que oferecia maior segurança, entretanto, devido ao elevado número de acidentes com essas obras, surgiu a necessidade de maiores estudos e da criação de um material com melhores características, chegando então ao aço, cuja produção em larga escala, obtida através de inovações no processo industrial de fabricação, possibilitou a rápida substituição do ferro fundido e do ferro laminado. Atualmente, na engenharia estrutural, o único metal ferroso utilizado é o aço.

Figura 3.1 | Construções em estruturas metálicas: (a) ponte em ferro fundido construída em 1179 em Coalbrookdale, Inglaterra; (b) ponte pênsil de Menai, Gales, com cabos em ferro forjado



(a)



(b)

Fonte: iStock

A utilização do aço na construção civil é comumente associada à ideia de modernidade aliada às questões tecnológicas, passando pela mudança na forma de construção, em que o sistema artesanal tradicionalmente usado dá lugar à construção industrializada e como isso instaura no processo construtivo diversos benefícios.

A construção em aço é caracterizada pela elevada resistência, uma vez que o aço é o material estrutural que possui o maior índice de resistência (relação entre resistência e peso específico), o que possibilita a utilização de elementos com seções transversais de menores dimensões, que confere às construções um menor peso próprio da estrutura, não onerando assim as fundações. Além disso, a estrutura de aço é a mais indicada nas obras em que se necessite vencer grandes vãos, como pontes, galpões, ginásios, aeroportos, entre outros (Figura 3.2).

Outras vantagens importantes são a possibilidade de reaproveitamento da estrutura - quando as ligações forem parafusadas e não existirem lajes de concreto, a estrutura pode ser desmontada e reaproveitada - e a facilidade de reforço e de ampliação de obras existentes.

A construção em aço apresenta ainda rapidez de execução, uma vez que as peças são pré-fabricadas e podem ser montadas em campo com grande agilidade, em um canteiro de obras menor, mais limpo e mais organizado. Por não ser necessário utilizar formas e escoras, além da dispensa de áreas de armazenamento para diversos materiais, temos ainda o benefício da não geração de entulho.

Figura 3.2 | Construções em aço: (a) ponte Forth Railway, Edimburgo na Escócia com 521 metros de vão livre; (b) galpão em estruturas de aço



(a)



(b)

Fonte: iStock



Refleta

O ferro fundido e o ferro laminado deixaram de ser utilizados devido à capacidade limitada de resistir à tração e, no caso do ferro fundido, também por possuir baixa ductilidade e soldabilidade. Em se tratando de construções em estruturas metálicas, como essas características afetam a segurança da estrutural?

Os aços estruturais são aqueles que, em razão de suas propriedades mecânicas e de fatores como economia e durabilidade, são adequados para uso em sistemas submetidos a tensões e deformações. Segundo a composição química, os aços estruturais são divididos em aços-carbono e aços de baixa liga e alta resistência mecânica.

Os aços-carbono são os mais utilizados, podendo ser chamados também de aços comuns e de aços de média resistência mecânica, cuja resistência se deve principalmente à presença do carbono, limitado a 2%, e em um menor grau, do manganês, limitado a 1,65% (PFEIL; PFEIL, 2014). É importante ressaltar que, quanto maior o teor de carbono, maior será a resistência, no entanto, a ductilidade será reduzida, ocasionando problemas na soldagem. Conforme o teor de carbono (C), o aço-carbono pode ser classificado em baixo carbono ($C < 0,29\%$), médio carbono ($0,30\% < C < 0,59\%$) e alto carbono ($0,60\% < C < 2,00\%$). A Tabela 3.1 mostra os principais aços-carbono utilizados de acordo com os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e da ASTM (*American Society for Testing and Materials*).

Tabela 3.1 | Características do aços-carbono

Especificação	Limite de escoamento - f_y (MPa)	Limite de ruptura - f_u (MPa)
ABNT MR250	250	400
ABNT AR 350	350	450
ABNT AR 415	415	520
ASTM A36	250	400 – 500
ASTM A7	240	370 – 500

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]); NBR 7007 (ABNT, 2016).

Os aços de baixa liga e alta resistência mecânica (Tabela 3.2) são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio) com o objetivo de melhorar propriedades mecânicas (aumento de resistência mecânica e atmosférica).

Tabela 3.1 | Características do aços-carbono

Especificação	Principais elementos de liga	Limite de escoamento f_y (MPa)	Limite de ruptura f_u (MPa)
ASTM 572 Gr.50	$C < 0,23\%$; $Mn < 1,35\%$	345	450
ASTM A588	$C < 0,17\%$; $Mn < 1,2\%$; $Cu < 0,5\%$	345	485

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

Tanto aços-carbono quanto os de baixa liga podem ter suas resistências aumentadas pelo tratamento térmico, sendo que a soldagem dos aços tratados termicamente é mais difícil, o que torna o seu emprego pouco usual em estruturas correntes. Pode-se ainda adicionar alguns elementos às ligas metálicas, como o cobre, o níquel e o cromo, que reduzem o efeito da corrosão quando os aços são expostos à atmosfera. A película de óxido formada, denominada “patina”, desenvolve-se de forma aderente, protegendo o aço e reduzindo a velocidade de ataque dos agentes corrosivos presentes no meio ambiente.

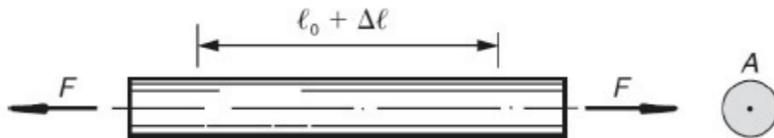
Propriedades físicas e mecânicas dos aços estruturais

Tensões e deformações

No dimensionamento das estruturas é muito importante determinar as tensões (σ) e as deformações (ε) atuantes nos elementos, bem como a relação entre essas duas grandezas. Desta forma, considere uma barra solicitada por uma força de tração simples (Figura 3.3), em que a tensão normal (σ) é obtida dividindo-se a força (F) pela área da seção transversal (A); já a deformação (ε), corresponde ao alongamento unitário devido à ação da força, então, temos que $\sigma = \frac{F}{A}$ e $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$.

Ao traçarmos um diagrama tensão *versus* deformação para o aço, percebemos a ocorrência de dois regimes distintos, o elástico e o plástico. No regime elástico, as tensões e as deformações são proporcionais, estabelecendo, dessa forma, a relação determinada como Lei de Hooke, sendo o coeficiente de proporcionalidade denominado módulo de Young ou módulo de elasticidade (E), sendo $\sigma = E \times \varepsilon$. O módulo de elasticidade é praticamente igual para todos os tipos de aço, podendo ser tomado igual a 200 000 MPa.

Figura 3.3 | Barra submetida à tração simples



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).



Exemplificando

Determine a deformação de uma barra de aço de 1000 mm de comprimento e de diâmetro igual a 16 mm, submetida a um esforço de tração de 150 kN.

Figura 3.4 | Barra tracionada



Fonte: elaborada pelo autor.

A área da seção transversal da barra é dada por

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 1,6^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2 \cdot$$

A tensão normal na barra é dada por

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{150}{2,01} = 74,6 \text{ kN/cm}^2 = 746 \text{ MPa} \cdot$$

Como $\sigma = E \times \varepsilon$, podemos reescrever a equação da seguinte forma:

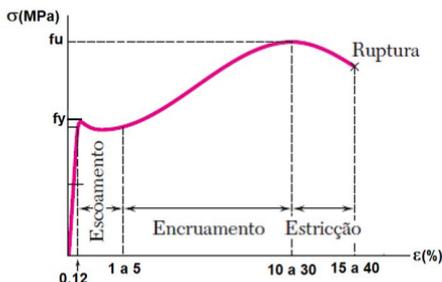
$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{746}{200000} = 0,00373 = 0,373\% \cdot$$



Saiba mais

A Figura 3.5 mostra um diagrama tensão-deformação típico do aço. Na fase elástica correspondente ao trecho reto que vai da origem até o material atingir a tensão de escoamento f_y é válida a Lei de Hooke, em que as deformações são proporcionais às tensões e, se houver descarregamento, ele ocorre seguindo o mesmo caminho, porém em sentido inverso. Logo, a deformação desaparece completamente.

Figura 3.5 | Diagrama tensão versus deformação para barra tracionada



Fonte: adaptada de Beer et al. (2011, p. 72).

Após a fase elástica, é iniciada a fase plástica, na qual ocorre deformações crescentes sem variação de tensão (patamar de escoamento), em que o valor constante da tensão é chamado de tensão de escoamento do aço - f_y . O descarregamento nessa fase ocorre segundo uma reta paralela ao segmento inicial, assim, sempre restará uma deformação residual.

Após o escoamento, ainda na fase plástica, a estrutura interna do aço se rearranja e o material passa pelo encruamento, em que se verifica novamente a variação da tensão com a deformação, porém, não-linearmente. O valor máximo da tensão é chamado de limite de resistência do aço ou resistência à ruptura - f_u . Depois de alcançar o limite de ruptura, a área da seção transversal na região central do corpo de prova começa a se reduzir rapidamente em um fenômeno conhecido como estricção e ocorre uma queda no valor da força de tração aplicada, até o rompimento do material.

- Outras constantes físicas: para todos os tipos de aço estrutural em temperatura ambiente, pode-se adotar o coeficiente de Poisson $\nu=0,3$, o coeficiente de dilatação térmica $\beta=12\times 10^{-6}$ por $^{\circ}\text{C}$, a massa específica $\rho_a=7850$ kg/m³ e o módulo de cisalhamento $G=77000$ MPa.
- Ductilidade e fragilidade: a ductilidade é a capacidade que o material tem de sofrer deformação sobre ações de cargas, os aços dúcteis sofrem deformações plásticas que redistribuem as tensões. A ductilidade é importante, uma vez que possibilita que o material sofra grandes deformações antes de atingir a ruptura, fornecendo, dessa forma, sinais de que a estrutura entrará em colapso antes que isso aconteça; ao contrário, quando o aço tem características de fragilidade, a ruptura ocorre de forma brusca, sem aviso prévio.
- Resiliência e tenacidade: a resiliência é a capacidade que o aço tem de absorver energia mecânica em regime elástico. Já a tenacidade é a capacidade de absorver energia total (elástica e plástica) até a sua ruptura.
- Dureza: refere-se à resistência ao risco ou abrasão, ou seja, à resistência que a superfície do material oferece à penetração de um material de maior dureza.
- Efeito de temperatura elevada: quando o aço é exposto a temperaturas elevadas, ele passa por modificações em suas propriedades físicas, sendo que ocorre a redução da resistência ao escoamento e

à ruptura, bem como do módulo de elasticidade, além de provocar fluência nos aços.

- Fadiga: de forma geral, a resistência à ruptura dos aços é determinada por meio de ensaios estáticos, mas quando submetidos a carregamento dinâmicos, como em pontes e peças de equipamento, a ruptura pode ocorrer em tensões inferiores àquelas identificadas nos ensaios dinâmicos, efeito que ocorre devido à fadiga do material.
- Corrosão: pode ser definida como um processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente no qual se encontra, além de ocasionar a perda de seção dos elementos de aço e, conseqüentemente, da sua resistência, podendo conduzir a estrutura ao colapso.



Assimile

A resistência à corrosão atmosférica é uma característica importante para os aços estruturais. A proteção contra a corrosão nos aços geralmente é feita por meio de pintura ou galvanização, sendo que o processo de galvanização consiste basicamente na adição, por imersão, de uma camada de zinco à superfície do aço. Outra forma de realizar a proteção dos aços contra a corrosão é a adição do cobre à composição química dos aços, assim, ao ser exposto a agentes corrosivos do ambiente, a superfície do aço desenvolve uma película (patina) aderente e protetora, produzida pela própria corrosão (camada de óxido de cor avermelhada) que atua como uma barreira, reduzindo a velocidade do ataque dos agentes corrosivos. Esse tipo de aço também pode ser chamado de patinável. Os aços patináveis são utilizados em diversas aplicações, como em construção de edifícios de múltiplos pavimentos, passarelas, pontes, viadutos, entre outros.

Perfis estruturais em aço

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), os perfis estruturais em aço podem ser classificados de acordo com a sua obtenção em perfis laminados e perfis soldados. Os laminados são obtidos por meio do processo de laminação, um processo de conformação mecânica a quente para se atingir a forma da seção transversal desejada. Os produtos laminados geralmente se classificam em barras, chapas e perfis (Figura 3.6), sendo que os perfis laminados apresentam elevada eficiência estrutural, podendo apresentar seção transversal em forma de H, I, C ou U, L (cantoneiras).

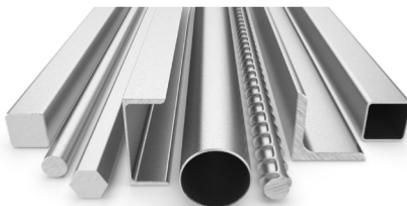
Os perfis soldados são formados pela associação de chapas ou perfis laminados simples, unidos por meio do processo de solda para formar a seção transversal desejada. Esses perfis são utilizados, geralmente, quando

se precisa de perfis mais resistentes que os perfis laminados disponíveis no mercado ou para se ter uma seção transversal com alguma forma especial devido às necessidades do projeto estrutural ou arquitetônico.

Figura 3.6 | Produtos laminados: (a) chapas de aço; (b) barras e perfis



(a)



(b)

Fonte: iStock.



Dica

Para complementar seus conhecimentos sobre as características e o comportamento do aço estrutural, sugerimos alguns materiais:

- TATO ARAUJO. Processo Produção do Aço - Votorantim Siderurgia. 23 jan. 2015.
- MINGIONE, C. M.; SOUZA, U. E. L. O uso de estruturas de aço para edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil. **Téchne**. São Paulo: Pini, 15 fev. 2017.
- FARIA, R. Desenvolvimento metálico: construção em aço no Brasil foi impulsionada pela criação da Fábrica de Estruturas Metálicas da Companhia Siderúrgica Nacional na década de 1950. **Téchne**. 138. ed. set. 2008, São Paulo.

Agora que você finalizou o estudo desta seção e conheceu um pouco mais sobre a utilização do aço na construção civil, quais são os tipos de aços estruturais, suas propriedades físicas e mecânicas e os perfis estruturais em aço? Seu desafio agora será mostrar ao cliente as vantagens de se utilizar o aço como material estrutural para a construção de um galpão. Preparado para explicar isso a ele? Vamos lá?

Sem medo de errar

Lembre-se de que você é o projetista estrutural de um galpão em estruturas metálicas e precisa apresentar seu projeto para o cliente. Ele ficou satisfeito com o projeto arquitetônico, mas ainda não está se sentindo seguro quanto ao uso do aço e não do concreto armado para a confecção dos

elementos estruturais, além de temer a durabilidade da estrutura. Agora você precisa mostrar ao seu cliente as vantagens de se utilizar o aço como material estrutural para a construção do galpão.

Para realizar essa apresentação, é importante se preparar para responder às perguntas que o cliente fará. Você já sabe que o aço é um material que possui uma versatilidade muito grande de aplicação devido às características que apresenta. As estruturas metálicas se comportam com elevada resistência mecânica para o suporte de cargas axiais, transversais ou momento, sendo muito adequadas para vencer grandes vãos, com perfis relativamente esbeltos, o que confere um menor peso próprio à estrutura, contribuindo assim para uma simplificação do sistema de fundação.

O cuidado e o detalhamento empregado na fase de projeto farão com que o processo de execução da obra, ou seja, a montagem ocorra de forma rápida e eficiente, possibilitando uma redução de custo com mão de obra, tempo de serviço e mobilização de canteiro. O próprio canteiro de obra é mais limpo e organizado do que em construções tradicionais, além disso, um projeto bem dimensionado conterá todos os elementos necessários para garantir a estabilidade da edificação, não sendo as cargas de vento um problema.

Não se pode ignorar o fato de que os elementos metálicos podem sofrer com o processo de corrosão, o que reduzirá a durabilidade e a segurança estrutural, no entanto, diversas são as soluções que auxiliam o projetista na minimização desse problema, entre elas a inclusão de um elemento de liga, como o cobre, na composição química do aço, além da utilização de pinturas ou de galvanização. Além disso, cuidados devem ser tomados na elaboração do projeto, como evitar pontos de sujeira e umidade, promover a drenagem e a ventilação da estrutura e evitar pontos inacessíveis a pintura, contribuindo para o aumento da vida útil da estrutura.

Outro ponto a se considerar é a facilidade de reaproveitamento da estrutura, em que é possível desmontá-la e utilizá-la para outra aplicação, ou ainda a facilidade em se realizar ampliações e reforços na estrutura existente, caso seja necessário.

Para solucionar esse problema, foi necessário saber analisar as propriedades do aço e interpretar como essas propriedades afetam o projeto estrutural. Você já deu um grande passo para conhecer as propriedades dos materiais, o próximo será aprender os conceitos fundamentais das ligações para dimensionamento dos elementos estruturais metálicos. Mas isso será abordado em outra fase do projeto.

Agora temos que analisar um problema sobre a segurança estrutural e a durabilidade de uma estrutura em aço. Vamos lá?

Durabilidade das estruturas devido às propriedades dos aços

Descrição da situação-problema

Você está trabalhando no projeto de um edifício comercial de 20 andares em estrutura metálica que será construído em uma região litorânea. O projeto arquitetônico já está pronto e o estrutural já foi lançado, agora é preciso determinar as características necessárias ao aço que será utilizado, para garantir a segurança estrutural e a durabilidade da estrutura. Dessa forma, como as propriedades de resistência mecânica e resistência a temperaturas elevadas e a ataques de agentes agressivos presentes no meio ao qual está exposto vão impactar na escolha do aço a ser utilizado?

Resolução da situação-problema

Para a construção dessa edificação, o aço utilizado precisa apresentar uma elevada resistência mecânica, uma vez que será construída uma edificação de elevada altura em um ambiente exposto a cargas dinâmicas, como as cargas de vento, além das cargas decorrentes do peso próprio e do uso e ocupação da edificação. Além disso, por se tratar de um ambiente litorâneo, a estrutura estará exposta à maresia, que é prejudicial ao aço, causando deterioração por meio do processo de corrosão, que pode levar a estrutura à ruptura. Avaliando as particularidades desse projeto, uma boa opção é utilizar um aço de baixa liga e alta resistência mecânica que possua em sua composição elementos de liga que confirmam uma maior resistência à corrosão, como o níquel e o cromo. Pode-se prever ainda a utilização de pinturas, galvanização e tratamento que possam aumentar a resistência do aço em temperaturas elevadas.

Faça valer a pena

1. Com relação às vantagens da construção em aço, julgue V (verdadeiro) ou F (falso) para as afirmações a seguir.

() O aço é o material estrutural que possui o menor índice de resistência, o que possibilita a utilização de elementos com seções transversais de menores dimensões, conferindo às construções um menor peso próprio da estrutura.

() Facilidade de reaproveitamento da estrutura: quando as ligações forem parafusadas e não existirem lajes de concreto, a estrutura pode ser desmontada e montada novamente em outro local.

- () As construções em aço são caracterizadas pela baixa geração de resíduos durante a fase de construção.
- () Rapidez de execução: as peças são pré-fabricadas e podem ser montadas em campo com grande agilidade.

Assinale a alternativa que apresenta a sequência correta, de cima para baixo:

- a) F - F - V - F.
- b) F - V - V - V.
- c) V - F - V - V.
- d) V - V - F - V.
- e) F - F - F - V.

2. A respeito das propriedades do aço estrutural, seguem algumas afirmações:

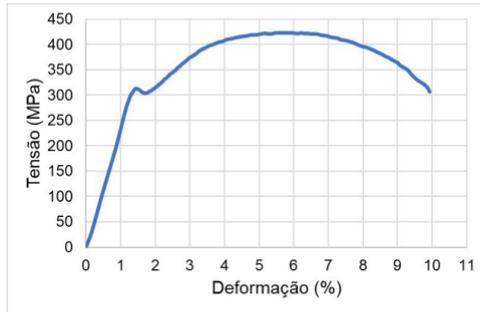
- I) A resiliência é a capacidade que o aço tem de absorver energia mecânica total (elástica e plástica) até a sua ruptura.
- II) A ductilidade é importante, uma vez que possibilita que o material sofra grandes deformações antes de atingir a ruptura, fornecendo sinais de que a estrutura entrará em colapso antes que isso aconteça.
- III) A fluência é provocada nos aços quando estes são submetidos a carregamentos dinâmicos, como as cargas de vento.
- IV) A fadiga do material é caracterizada pela ruptura dos elementos antes de se atingir a tensão de ruptura determinada através dos ensaios estáticos.

Com base nas afirmações anteriores, marque a alternativa correta.

- a) Estão corretas apenas as afirmativas I e II.
- b) Estão corretas apenas as afirmativas I e IV.
- c) Estão corretas apenas as afirmativas II e III.
- d) Estão corretas apenas as afirmativas II e IV.
- e) Estão corretas apenas as afirmativas III e IV.

3. A resistência de um material está associada à sua capacidade de absorver os esforços atuantes sem que ocorra deformações excessivas ou ruptura. Considere uma barra de aço com diâmetro de 25,4 mm e 3 m de comprimento, está submetida a um esforço de tração de 200 kN. O diagrama tensão versus deformação para o aço está mostrado na Figura 3.7.

Figura 3.7 | Diagrama tensão deformação



Fonte: elaborada pelo autor.

Assinale a alternativa que apresenta o regime de deformação ao qual barra de aço está submetida.

- a) Elástico.
- b) Escoamento.
- c) Encruamento.
- d) Estricção.
- e) Plástico.

Sistemas estruturais em aço

Diálogo aberto

Caro aluno, agora vamos estudar as diretrizes iniciais para a elaboração de um projeto em estruturas metálicas. Você já deve ter percebido, ao analisar as estruturas das edificações que frequenta, que elas podem ser executadas em diferentes materiais, como o concreto armado, a madeira, (estudada nas unidades anteriores), a alvenaria estrutural, o aço, entre outros materiais derivados, sendo que cada estrutura apresenta um processo de dimensionamento que leva em conta as particularidades dos materiais empregados. Nesta seção, abordaremos os principais elementos estruturais em aço e conheceremos as normas aplicáveis para a garantia da segurança estrutural, assim como o processo de determinação das ações solicitantes a serem consideradas no projeto.

Lembre-se de que você é um engenheiro estrutural atuando no projeto de dimensionamento de um galpão para armazenamento de materiais. Seu cliente ficou completamente satisfeito com a adoção da solução em aço para a estrutura do galpão, agora, de volta ao escritório, o seu chefe solicitou que você elabore um esboço do sistema estrutural que será utilizado para o dimensionamento do galpão, assim como o levantamento de todas as ações que vão incidir sobre a estrutura. Considere ainda a possibilidade de instalar uma ponte rolante para movimentação de carga dentro do galpão.

Na seção anterior, você conheceu as propriedades do aço, os aços estruturais e os tipos de perfis disponíveis no mercado, agora, você será capaz de definir o sistema estrutural que será utilizado para o dimensionamento do galpão, assim como as cargas que atuarão no projeto.

Vamos ampliar seus conhecimentos sobre este tema? Temos muita coisa para aprender!

Não pode faltar

A utilização de sistemas estruturais metálicos vem ganhando espaço na construção civil brasileira, uma vez que esse tipo de construção confere uma série de vantagens se comparada a construções tradicionais em concreto armado. Os elementos estruturais em aço são formados por componentes que podem trabalhar como uma barra tracionada, no caso de tirantes, como barras comprimidas, no caso de pilares, ou ainda como barras fletidas, no caso das vigas.

Os elementos de aço podem ser classificados em elementos lineares em que as dimensões da seção transversal são pequenas em relação à dimensão longitudinal (comprimento), como em tirantes, colunas, escoras e vigas, ou em elementos bidimensionais em que a dimensão da espessura é pequena em relação ao comprimento e a largura, como no sistema de piso tipo steel deck. Temos ainda os sistemas planos (Figura 3.8) formados pela associação de elementos lineares como em treliças, estruturas de grelha para pisos de edificações e superestruturas de pontes, além dos pórticos, muito utilizados como sistema estrutural de edificações e galpões.

Os sistemas estruturais de pórticos são muito usados na construção de galpões metálicos, na denominação comum de edifícios industriais para armazenamento de material ou ainda na fabricação de diversos produtos. Os pórticos podem admitir diversas configurações, entre elas:

- Pórticos simples com perfis de alma cheia: estruturas simples e simétricas que empregam perfis laminados ou soldados como elementos principais. A cobertura é em duas águas inclinada com caimento de 5 a 20% do tamanho do vão livre, o qual varia de 10 a 45 m, altura de 4 a 12 m e distância entre pórticos de 6 a 12 m.
- Pórticos simples com vigas e/ou colunas treliçadas: estrutura similar à dos pórticos de alma cheia, no entanto, neste caso, as vigas são compostas por perfis menores, formando treliças, sendo possível a construção de vãos maiores sem aumentar o peso da estrutura. A utilização de colunas treliçadas aumenta a resistência da estrutura à ação de cargas horizontais como as produzidas pela presença de pontes rolantes.
- Pórticos com coluna central: estrutura usada quando são necessários grandes vãos, da ordem de 30 m, mas sem ter a necessidade de serem totalmente livres. Pelo fato de uma coluna central funcionar como uma escora, as vigas podem ter as suas dimensões reduzidas, o que conduz a uma estrutura mais econômica.
- Pórticos com tirantes: a utilização de tirantes é indicada para coberturas com inclinação maior do que 15°, com o objetivo de reduzir os deslocamentos horizontais e os momentos nas colunas, o que aumenta a rigidez do conjunto estrutural.
- Pórticos com cobertura em arco: os pórticos em arco são normalmente utilizados em função das necessidades arquitetônicas, sendo possível a construção de grandes vãos cujas ligações precisam ser cuidadosamente detalhadas.

Figura 3.8 | Estruturas metálicas: (a) edifício comercial em estrutura de aço; (b) ponte George Washington, Nova York



(a)



(b)

Fonte: iStock.

Em um projeto estrutural de aço deve-se garantir a segurança quanto ao colapso da estrutura, assim como um bom desempenho em situações de usos, impedindo a ocorrência de grandes deslocamentos e vibrações que podem causar danos à estrutura e aos seus componentes.

De acordo com Pfeil e Pfeil (2014), um projeto estrutural pode ser dividido em três fases: o projeto básico, em que são definidos o sistema estrutural, os materiais e o sistema construtivo; o dimensionamento, em que são determinadas as dimensões dos elementos estruturais e suas ligações e o detalhamento, em que são elaborados os desenhos executivos da estrutura.

De forma similar ao que acontece com as estruturas de madeira, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) que estabelece os requisitos para o dimensionamento de estruturas de aço e estruturas mistas de aço concreto adota como método de cálculo os coeficientes parciais, também denominado método dos estados limites, sendo eles estados limites últimos, levam a estrutura ao colapso, ou de serviço, associados à utilização da estrutura.

No dimensionamento de estruturas metálicas, pode ainda ser necessário consultar algumas outras normas, como a NBR 6120 (ABNT, 1980), que se refere às cargas para o cálculo de estruturas de edificações, a NBR 6123 (ABNT, 1988), que se refere às forças devidas ao vento em edificações, a NBR 8681 (ABNT, 2003), que se refere ao procedimento de cálculo das ações e segurança nas estruturas, a NBR 14323 (ABNT, 2013), que se refere ao dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio, a NBR 14762 (ABNT, 2010) para o dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio ou ainda a NBR 16239 (ABNT, 2013) para o dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares.



Refleta

Um estado limite é atingido quando a estrutura no todo ou em parte deixa de cumprir a função para a qual foi projetada. O que pode acontecer com uma estrutura para que ela atinja um estado limite? Quais requisitos de projeto devem ser atendidos para que isso não aconteça? Quais são as consequências de se atingir um estado limite?

No estado limite último (ELU), a segurança da estrutura é garantida, satisfazendo-se a equação para cada seção da estrutura:

$$S_d = S \left(\sum \gamma_{fi} F_i \right) < R_d = R(f_k / \gamma_m)$$

Em que a solicitação de projeto (ou de cálculo) é obtida a partir de uma combinação de ações (F_i), sendo elas majoradas pelo coeficiente γ_{fi} . Já a resistência de projeto (R_d) é determinada pela resistência característica do material (f_k) reduzida pelo coeficiente γ_m (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 | Coeficientes de ponderação da resistência - γ_m

Combinações	Escoamento, flambagem e instabilidade - γ_{a1}	Ruptura - γ_{a2}
Normais	1,10	1,35
Especiais ou de construção	1,10	1,35
Excepcionais	1,00	1,15

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 23).

No estado limite de serviço (ELS) ou de utilização deve-se evitar a sensação de insegurança do usuário, devido a deslocamentos ou vibrações excessivas, assim como danos aos componentes não estruturais, como alvenarias e esquadrias. A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece valores máximos de deslocamentos recomendados em função do elemento estrutural e das ações consideradas. Já as vibrações excessivas causadas, por exemplo, por cargas móveis e vento devem ser verificadas através de análises dinâmicas da estrutura. A Tabela 3.4 mostra alguns valores de deslocamento máximo estabelecidos pela referida norma.

Tabela 3.4 | Deslocamento máximo de estruturas de aço para o ELS

Descrição	Esforço	$\delta^{(1)}$ (mm)
Travessa de fechamento	Flexão no plano de fechamento	L/180
	Flexão no plano perpendicular ao fechamento devido ao vento – valor raro	L/120

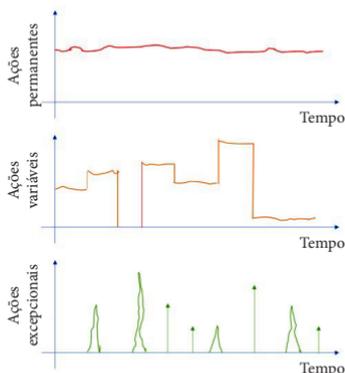
Terças de cobertura	Combinação rara de serviço para cargas de gravidade + sobrepressão de vento	L/180
	Sucção de vento – valor raro	L/120
Vigas de cobertura	Em geral – combinações frequentes Telhados de pouca declividade – combinação frequente Com forros frágeis – combinação rara	L/250
Vigas de piso	Em geral – combinação quase permanente	L/350
	Com paredes sobre ou sob vigas – combinação rara de ações posteriores à colocação da parede	L/350 e 15 mm
Galpões em geral e edifícios de um pavimento	Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	H/300

Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2014).

Ações nas estruturas metálicas

As ações podem ser definidas como um conjunto de esforços atuantes na estrutura com capacidade para produzir tensões e deformações ou ainda o movimento de um corpo rígido. As ações podem ser classificadas quanto à variabilidade no tempo (Figura 3.9), segundo a qual elas podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais, conforme já definido na Unidade 1. As ações excepcionais raramente são consideradas nos projetos brasileiros, uma vez que as condições climáticas e do subsolo do país não são favoráveis à ocorrência de ventos extraordinários ou efeitos sísmicos significativos. Já as ações decorrentes de explosões e choques de veículos raramente são levadas em consideração no dimensionamento das estruturas e, para a verificação das estruturas de aço em situação de incêndio, existe uma norma própria, a NBR 14323 (ABNT, 2013).

Figura 3.9 | Variabilidade das ações no tempo



Fonte: elaborada pelo autor.



Assimile

Geralmente, as estruturas estão sujeitas a ações permanentes (como o peso próprio) e a uma ou mais ações variáveis (como as sobrecargas de utilização e cargas de ventos). As ações permanentes devem ser sempre consideradas na verificação dos esforços máximos atuantes na estrutura, porém, no caso em que exista mais de uma ação variável agindo na estrutura, é improvável que todas essas ações variáveis estejam atuando com valores iguais ou superiores ao valor característico simultaneamente.

Para levar isso em consideração, baseados em estudos probabilísticos, considera-se o efeito mais desfavorável da combinação em que uma ação variável é considerada com seu valor característico e as demais ações variáveis com seus valores reduzidos, dessa forma, haverá tantas combinações diferentes quantas forem as ações variáveis, sendo que a combinação que produzir o maior valor será adotada para a verificação da segurança da estrutura.

Para cada estado limite temos diferentes combinações de ações, sendo que no estado limite último, temos as combinações normais, de construção ou especiais e excepcionais, e no estado limite de serviço, as combinações quase-permanente, frequentes e raras.

As combinações normais levam em conta todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura, sendo determinadas em função dos valores característicos das ações permanentes ($F_{Gi,k}$) e variáveis ($F_{Qi,k}$) pela expressão

$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k})$, em que γ_{gi} e γ_{qi} representam os coeficientes de majoração das ações permanentes e variáveis (Tabelas 3.5 e 3.6), respectivamente, e Ψ_{0j} , o coeficiente de redução das ações variáveis (Tabela 3.7). Os coeficientes de ponderação das ações são empregados para considerar a variabilidade das ações, a simultaneidade, assim como os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

Na Tabela 3.5 os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança, sendo que ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

A norma permite que, para as combinações normais, as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança sejam consideradas todas agrupadas com coeficiente de ponderação igual a 1,35, quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem superiores a 5kN/m², ou 1,40 quando isso não ocorrer. Nas combinações especiais ou de construção, os coeficientes de ponderação são respectivamente 1,25 e 1,30, e nas combinações excepcionais, 1,15 e 1,20.

Tabela 3.5 | Coeficiente de ponderação das ações permanentes

Combinações	Diretas					Indiretas
	Peso próprio da estrutura metálica	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições in loco	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais/ de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 18).

Tabela 3.6 | Coeficiente de ponderação das ações variáveis

Combinações	Efeitos da temperatura	Ações de vento	Ações truncadas	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50
Especiais/ de construção	1,00	1,20	1,10	1,30
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 18).

Tabela 3.7 | Coeficiente de redução das ações variáveis

Ações		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos por longo período de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
	Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos por longo período de tempo ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0

Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

Fonte: NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 19).

As combinações últimas de construção e especiais são determinadas pela expressão $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0,j,ef} F_{Qj,k})$, em que o fator de combinação $\Psi_{0,j,ef}$ deve ser tomado igual a Ψ_{0j} , exceto quanto a ação variável atuar em um tempo muito curto, quando $\Psi_{0,j,ef} = \Psi_{2j}$.

As combinações últimas para ações excepcionais são determinadas pela expressão $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^n (\gamma_{qj} \Psi_2 F_{Qj,k})$, em que $F_{Q,exc}$ é o valor da ação transitória excepcional.

Para o estado limite de serviço, a combinação quase-permanente é determinada pela expressão $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$. Para a combinação frequente, ainda no estado limite de serviço, temos a expressão $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{2j} F_{Qj,k})$. Já para a combinação rara temos a expressão $F_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\Psi_{1j} F_{Qj,k})$.



Exemplificando

Determine o esforço de cálculo para combinações normais atuando em uma viga de aço de 6 m de comprimento solicitada pelas seguintes cargas linearmente distribuídas (perpendiculares à estrutura):

- i. 3 kN/m de peso próprio de alvenaria.
- ii. 4 kN/m de peso próprio de estrutura metálica.
- iii. 1,5 kN/m de sobrecarga de cobertura.
- iv. 6 kN/m de vento em sobrepressão.
- v. 3 kN/m de vento em sucção.

As cargas i e ii correspondem a ações permanentes cujos coeficientes de ponderação, dados na Tabela 3.5, são, respectivamente, 1,35 e 1,25. Já iii, iv e v são cargas variáveis cujos coeficientes de ponderação, dados na Tabela 3.6, são de 1,5, 1,4 e 1,4, respectivamente, e os coeficientes

de redução, dados na Tabela 3.7, são de 0,8, 0,6 e 0,6, respectivamente. Como temos três ações variáveis, é preciso realizar três combinações de ações utilizando a expressão.

Combinação 1: foi adotada a sobrecarga como variável principal, o vento de sobrepressão como outra carga variável e o vento de sucção não foi considerado, por ser favorável à segurança.

$$F_d = (1,35 \times 3 + 1,25 \times 4) + (1,5 \times 1,5) + (0,6 \times 1,4 \times 6) = 16,34 \text{ kN/m}$$

Combinação 2: foi adotado o vento de sobrepressão como variável principal, a sobrecarga como outra carga variável e o vento de sucção não foi considerado, por ser favorável à segurança.

$$F_d = (1,35 \times 3 + 1,25 \times 4) + (1,4 \times 6) + (0,8 \times 1,5 \times 1,5) = 19,25 \text{ kN/m}$$

Combinação 3: foi adotado o vento de sucção como ação variável principal, as ações permanentes foram consideradas com os seus coeficientes de ponderação favoráveis e as demais cargas variáveis não foram consideradas, por serem favorável à segurança.

$$F_d = (1,0 \times 3 + 1,0 \times 4) + (1,4 \times (-3,0)) = 2,8 \text{ kN/m}$$

Portanto, o valor da carga de projeto atuando na estrutura é de 19,25 kN/m, de acordo com a combinação 2 que apresentou o maior valor.



Dica

Saiba mais sobre os elementos estruturais metálicos, lendo os seguintes artigos:

SILVA, G. Com dupla função, steel deck racionaliza e acelera a obra. **AECweb**. [S.d.].

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, MG. 27 jan. 2016.

PINHO, F. O. **Galpões em pórticos de aço**. GERDAU, [s.d.].

Até agora você aprendeu sobre os elementos estruturais em aço, como é um projeto de estruturas metálicas e suas normas, além de métodos de cálculo de elementos estruturais metálicos e quais ações devem ser consideradas em estruturas metálicas. Você já pode solucionar aquele problema sobre o dimensionamento do galpão que o seu supervisor solicitou. Então, vamos em frente.

Sem medo de errar

Nesta nova fase do projeto, seu chefe solicitou que você elaborasse um esboço do sistema estrutural que será utilizado para o dimensionamento

do galpão de armazenamento de materiais que você está projetando, assim como o levantamento de todas as ações que vão incidir sobre a estrutura.

Você já aprendeu que os elementos estruturais em aço podem estar dispostos em diferentes tipos de sistemas, sendo eles lineares, como as vigas e os pilares, ou bilineares, como as lajes tipo steel deck, assim como os sistemas planos formados por associação de elementos lineares como as treliças, as grelhas e os pórticos.

Como você está dimensionando um galpão para armazenamento de material, o sistema mais comum a ser empregado é o de pórtico. Existem várias configurações de pórticos que podem ser empregadas no projeto de um galpão, entre elas o pórtico simples com perfis de alma cheia (Figura 3.10 (a)), o pórtico simples com viga treliçada (Figura 3.10 (b)), além dos pórticos com cobertura em arco, pórticos triarticulados, entre outras configurações.

Figura 3.10 | Pórticos para galpões



Fonte: iStock.

Quanto às ações que devem ser consideradas no projeto, temos as cargas permanentes, oriundas do peso próprio dos elementos estruturais (vigas, pilares, terças, contraventamento, etc.), o peso próprio das telhas de cobertura e dos elementos fechamento lateral (telhas, alvenarias). Quanto às cargas variáveis, devem ser consideradas as sobrecargas atuantes na cobertura, além das ações devidas aos ventos. Nos casos em que serão instaladas pontes rolantes, deve-se levar em consideração as ações verticais e horizontais, assim como os coeficientes de impacto oriundos desses equipamentos, conforme definições da NBR 8800 (ABNT, 2008) e dos catálogos dos fabricantes. As cargas devem ser combinadas de forma a se determinar o valor mais desfavorável para a estrutura.

Com base nas ações externas atuante na estrutura, é possível determinar, por meio das combinações de ações e aliado aos conhecimentos adquiridos sobre as propriedades dos materiais, os esforços internos atuantes nas estruturas e, com base nesses valores, dimensionar os elementos estruturais de forma a garantir a segurança e o bom desempenho em uso da estrutura.

Após conhecer todas informações, você pode elaborar um esboço do sistema estrutural que será utilizado para o dimensionamento do galpão de armazenamento de materiais que está projetando, assim como o levantamento de todas as ações que vão incidir sobre a estrutura. Para fixar um pouco mais o que você aprendeu até agora, vamos analisar algumas ações nos estados limites de serviço em estruturas de aço. Preparado para mais este desafio?

Avançando na prática

Ações nos estados limites de serviço em estruturas de aço

Descrição da situação-problema

Você é um engenheiro calculista e foi convidado a prestar consultoria para uma obra de recuperação de edificação em estrutura metálica. Entre diversas situações existentes no prédio, será necessário determinar a causa da deformação detectada em uma das vigas. A viga tem 8 metros de comprimento, não possui elementos de alvenaria sob ou sobre ela e apresenta um deslocamento de 30 mm no centro. Você precisa determinar se este deslocamento está adequado e quais são os impactos e as possíveis causas destes deslocamentos.

Resolução da situação-problema

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o deslocamento máximo permitido para vigas de piso que não possuem alvenaria sob ou sobre ela deve ser de $L/350$, em que L corresponde ao comprimento total da viga que, neste caso, é de 8 m ou 8000 mm. Logo, realizando o cálculo do máximo valor permitido, temos que $L/350 = 8000/350 = 22,86$ mm. Assim, pode-se concluir que o deslocamento máximo apresentado pela viga, que é de 30 mm, é superior ao máximo deslocamento permitido por norma para atendimento ao estado limite de serviço, que é de 22,86 mm, então, o deslocamento está inadequado e não poderá ser ignorado. O não atendimento ao estado limite de serviço causa sensação de insegurança para o usuário, assim como pode causar danos aos componentes estruturais e não estruturais da edificação.

O deslocamento excessivo da viga pode ter sido causado pela utilização de perfis muito esbeltos, assim como pela atuação de cargas não previstas na fase de projeto ou ainda pela determinação incorreta das ações solicitantes quando em fase de projeto.

1. Para o projeto em estruturas metálicas, a NBR 8800 (ABNT, 2008) define os estados limites para a verificação da estrutura, sendo eles o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS). Com base nesse assunto, observe as proposições a seguir.

- I. O estado limite último é atingido quando ocorre o colapso total ou parcial da estrutura.
- II. O estado limite de serviço está relacionado ao adequado funcionamento da estrutura durante a sua utilização.
- III. A resistência da estrutura e o seu dimensionamento são efetuados para atender à verificação da segurança no estado limite último.

Dentre as asserções acima, está correto o que se afirma em:

- a) I apenas.
- b) II apenas.
- c) I e II apenas.
- d) II e III apenas.
- e) I, II e III.

2. Considerando a norma NBR 880 (ABNT, 2008), analise os itens a seguir:

- I. Os coeficientes de ponderação das ações são empregados para se considerar a variabilidade, a simultaneidade da atuação e os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.
- II. No dimensionamento das estruturas de aço, devem-se considerar as ações permanentes, variáveis e excepcionais, sendo que a ação dos ventos e a variação de temperatura das estruturas incluem-se apenas nas ações excepcionais.
- III. A probabilidade de duas ou mais ações variáveis atuarem simultaneamente com valor característico ou superior é muito baixa, logo, para levar isso em consideração na combinação de ações, considera-se o efeito mais desfavorável da combinação em que uma ação variável é considerada com seu valor característico e as demais ações variáveis, com seus valores reduzidos.

Dentre as asserções acima, está correto o que se afirma em:

- a) I apenas.
- b) I e III apenas.
- c) I e II apenas.
- d) III apenas.
- e) I, II e III.

3. Uma das características da construção em aço é a rapidez de execução e a qualidade do produto final, sendo que, para atingir esse padrão, é necessário que o projeto seja muito bem elaborado. É na fase de projeto que todas as interferências devem ser levantadas e corrigidas, verificando-se todas as influências que possam comprometer a qualidade, o prazo e o custo da obra. Um projeto é definido em fases, que são inter-relacionadas entre si e cujo desenvolvimento adequado garante a qualidade da execução da obra.

A respeito do projeto de estruturas metálicas, assinale a alternativa que apresenta a afirmação verdadeira.

- a) O projeto básico é a primeira fase do projeto, em que são determinadas as dimensões dos elementos estruturais e suas ligações.
- b) Na fase de dimensionamento, são elaborados os desenhos executivos da estrutura para a montagem em campo.
- c) Na fase de execução, devem ser levantadas todas as cargas que vão atuar na estrutura durante a sua vida útil.
- d) No projeto básico, são definidos os materiais e os sistemas construtivos a serem empregados no projeto.
- e) Na fase de detalhamento, são determinadas as dimensões dos elementos de ligação, como soldas e parafusos.

Ligações de elementos estruturais de aço

Diálogo aberto

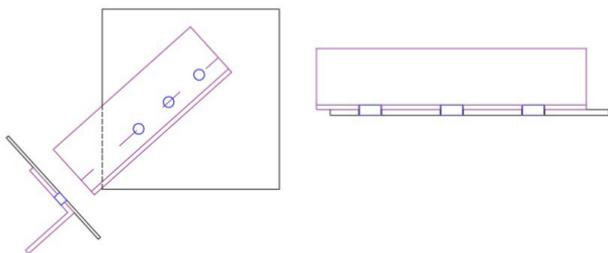
Caro aluno,

Nas seções anteriores, você conheceu as características e as propriedades dos materiais metálicos como elemento estrutural, em que se destaca a utilização do aço, bem como alguns dos sistemas construtivos que geralmente empregam o aço em sua fabricação, além de conhecer o processo de determinação das ações atuantes nos elementos estruturais. No entanto, para que seja possível construir uma estrutura utilizando o aço como material estrutural, é preciso definir, entre outras coisas, a forma como os elementos estruturais vão se conectar e, conseqüentemente, transmitir os esforços entre si. Sendo assim, nesta seção, você será apresentado aos elementos de ligações empregadas no dimensionamento de estruturas de aço.

As ligações são os detalhes construtivos que promovem a união dos elementos das estruturas entre si, por exemplo, de uma viga com um pilar ou da estrutura com elementos que são externos a ela, como no caso da união de um pilar com a fundação. Uma característica importantíssima das ligações é que elas devem representar o mais fielmente possível os vínculos (engaste, apoio simples etc.) idealizados na análise estrutural. Para auxiliá-lo no estudo desta seção, retomemos o nosso contexto de aprendizado: você é um engenheiro projetista recém-formado trabalhando na elaboração dos projetos estruturais para um galpão industrial em estrutura metálica que será utilizado pelo cliente como local para armazenamento de materiais. Agora seu chefe solicitou que você dimensione a ligação parafusada que unirá as barras de contraventamento ao pilar.

A barra de contraventamento será de perfil tipo cantoneira simples (L 63,5 x 4,57) com 4,76 mm de espessura, conectada à estrutura por meio de uma chapa soldada, sendo que a cantoneira estará ligada à chapa por meio de três parafusos alinhados de 22 mm de diâmetro em furos padrão, em que a distância do primeiro da borda da chapa é de 30,15 mm e a distância borda-borda dos furos internos é de 62 mm. A barra de contraventamento estará submetida a um esforço de tração de cálculo de 11,76 kN, o aço a ser utilizado na fabricação da barra é o MR 250 e o aço utilizado na fabricação do parafuso é o ASTM A 307.

Figura 3.11 | Ligação parafusada do elemento de contraventamento à estrutura



Fonte: elaborada pela autora.

Nos seus estudos e ao longo do desenvolvimento do seu desafio, você refletirá sobre algumas questões como: quais informações geométricas são relevantes no dimensionamento de uma ligação? Quais características diferenciam uma ligação soldada de uma parafusada? Quando empregar uma ligação soldada? Em quais casos deve-se utilizar uma ligação parafusada? Como ocorre o colapso de uma ligação?

Para responder a essas e a outras perguntas, você precisará saber como são realizadas as ligações entre elementos estruturais metálicos, os tipos de ligações existentes, bem como as vantagens e as desvantagens de aplicabilidade de cada tipo de conexão. Ao final desta seção, você conseguirá dimensionar os principais elementos de conexão utilizados na montagem das estruturas de aço.

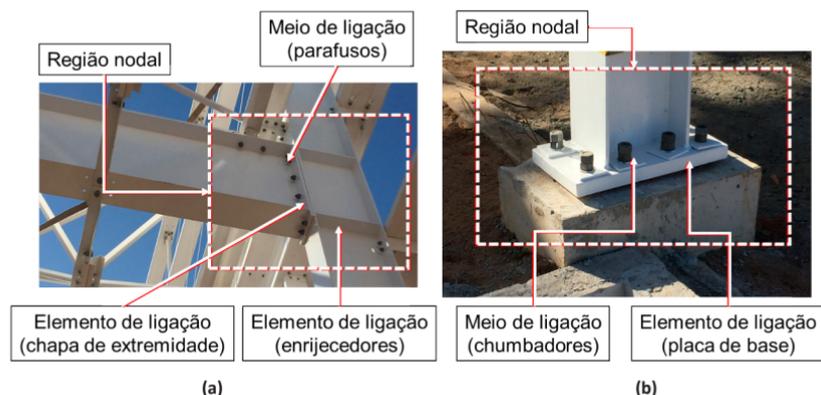
Vamos agora aprender mais sobre esse assunto!

Não pode faltar

O dimensionamento das ligações é um processo muito importante na elaboração de um projeto de estruturas de aço, que inclui a determinação de todos os detalhes construtivos que promovem a união entre os elementos estruturais. As ligações (Figura 3.12) são compostas por elementos de ligação, meios de ligação e pela região nodal. Os elementos de ligação são os componentes que permitem ou facilitam a transmissão dos esforços, como as chapas gusset, as placas de base, as talas de alma e de mesa, os enrijeecedores, as cantoneiras, entre outros. O meio de ligação são os componentes que promovem a união entre as partes das estruturas, sendo que os meios comumente utilizados são as soldas e os parafusos, podendo ter também a utilização de pinos, rebites e barras redondas rosqueadas (chumbadores).

A região nodal é o conjunto de todas as ligações de barras que se interceptam somadas às regiões dessas barras afetadas pelas ligações, além dos eventuais reforços e da eventual região de concreto afetada pelas ligações.

Figura 3.12 | Ligações: (a) entre a viga e o pilar; (b) entre o pilar e a fundação



Fonte: elaborada pela autora.

As ligações devem ser dimensionadas de forma que sua resistência de cálculo seja igual ou superior à solicitação de cálculo, ou seja, $R_d \geq S_d$, além disso, de acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as ligações devem atender a alguns requisitos, a saber:

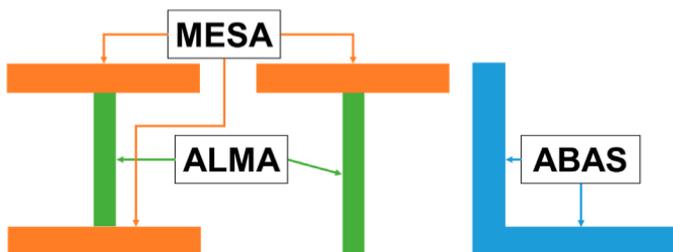
- Permitir a execução em campo de forma apropriada e com segurança da fabricação, transporte, manuseio e montagem da estrutura;
- Ser dimensionadas para uma força solicitante mínima de 45 kN, com direção e sentido da força atuante, exceto para diagonais e montantes de travessamento de barras compostas, barras redondas para tirantes, terças e longarinas;
- Barras comprimidas ou tracionadas devem ser dimensionadas para 50% da força axial resistente de cálculo da barra, no mínimo.



Saiba mais

Em estruturas metálicas, as seções transversais dos perfis são identificadas através de uma nomenclatura, conforme mostrado na Figura 3.13. Em seções transversais tipo I, H, U e T, identificamos os elementos como alma e mesa. Já para seções cantoneiras, temos as abas, que podem ser iguais ou não. A alma da viga metálica tem basicamente a função de ligar as mesas e absorver os esforços solicitantes. As mesas são formadas por chapas com espessura maior do que a alma, visando o aumento do momento de inércia, com larguras e espessuras variáveis ou não.

Figura 3.13 | Seção transversal de elementos metálicos típicos



Fonte: elaborada pela autora.

As ligações podem ser classificadas de acordo com os esforços solicitantes que atuam nelas e de acordo com a rigidez, sendo que, segundo os esforços solicitantes considerando-se a posição desses esforços com relação aos grupos de parafusos ou linhas de solda, as ligações podem ser por cisalhamento centrado, cisalhamento excêntrico, tração ou compressão centrada e tração ou compressão com cisalhamento (Figura 3.14). Já segundo a rigidez, a ligação pode ser flexível ou rígida.



Refleta

Você já pensou que calcular uma ligação significa verificar todas as partes que a compõem? Sendo assim, quais componentes são necessários dimensionar para garantir a segurança da ligação? Quais características geométricas e de material são relevantes para o dimensionamento? Qual é a relação entre o dimensionamento do elemento e de seus mecanismos de conexão?

As ligações rígidas devem ser projetadas de maneira a garantir que as reações de apoio e os esforços internos sejam transmitidos ao pilar ou à viga que as recebem, dessa forma, tanto a mesa como a alma precisam estar conectadas, e deve-se ainda garantir que a rotação no eixo longitudinal e a rotação de um elemento em relação ao outro sejam impedidas. Para as ligações flexíveis, é necessário garantir que as reações de apoio sejam transmitidas entre as peças, que ocorra a rotação relativa entre elas e que a rotação longitudinal seja impedida.

Em estruturas de aço, os tipos de ligação (Figuras 3.14 e 3.15) mais usuais são viga-pilar, viga-viga, emendas de pilares, emendas de vigas e ligação pilar fundação, podendo ser rígidas ou flexíveis.

Figura 3.14 | Tipos de ligações: (a) rígida viga-pilar; (b) flexível viga-viga



(a)



(b)

Fonte: iStock.

Figura 3.15 | Classificação quanto à rigidez: (a) ligação rígida pilar fundação; (b) emenda de viga



(a)



(b)

Fonte: iStock.

Podemos considerar ainda a ligação semirrígida que apresenta um comportamento intermediário entre as ligações rígida e flexível, sendo necessário, nesse caso, conhecer a relação de dependência entre o momento resistente e a rotação do elemento, relação difícil de se estabelecer, o que torna a ligação semirrígida raramente utilizada.



Exemplificando

Em aplicações reais de projetos pode-se utilizar tanto as ligações soldadas como as parafusadas. De forma geral, as ligações que serão executadas em campo, por exemplo, em emendas de elementos longos para transportar em seu comprimento final, e ligações entre elementos diferentes (viga-viga, viga-pilar, pilar-fundação etc.) serão executadas com parafusos, devido à facilidade de execução. Já as ligações soldadas são preferencialmente executadas nas fábricas, uma vez que possuem melhores condições de trabalho, sendo que a soldagem exige cuidados para a garantia da qualidade que muitas vezes não são conseguidos em campo, no entanto, de acordo com os equipamentos existentes

nas fábricas, também é possível executar ligações parafusadas, o que confere uma maior automatização do processo de produção.

Ligações com conectores para estruturas metálicas

Chamam-se conectores os meios de ligação que trabalham através de furos executados nas chapas e/ou perfis, como rebites e parafusos. Atualmente, os rebites não estão sendo utilizados, portanto, os parafusos comuns e de alta resistência estão sendo empregados. A Tabela 3.8 mostra as propriedades dos aços comumente utilizados na fabricação dos conectores.

Tabela 3.8 | Propriedades dos aços para conectores

Tipo de parafuso	Especificação	Limitação do diâmetro	Limite de escoamento f_y (kN/cm ²)	Limite de Ruptura f_u (kN/cm ²)
Comum	ASTM A 307	$d_b \leq 102$	-	41,5
Alta Resistência	ASTM A 325	$12,7 \leq d_b \leq 25,4$	63,5	82,5
		$25,4 \leq d_b \leq 38,1$	56,0	72,5
	ASTM A 490	$12,7 \leq d_b \leq 38,1$	89,5	103,5

Fonte: adaptada de Pfeil e Pfeil (2014).

Os **parafusos comuns** são fabricados em aço carbono, com cabeças e porcas quadradas ou sextavadas, não sendo obrigatório o emprego de arruelas. Geralmente utilizados em estruturas leves como plataformas simples, sistemas de vedação e pequenas treliças, formam um sistema de **ligação por contato** (ou tipo apoio), em que a transmissão dos esforços se dá por apoio das chapas no fuste do parafuso e por esforço cisalhante na seção transversal do parafuso, sendo essas consideradas uniformes para efeitos de cálculo. Como os parafusos comuns são instalados por aperto, ocorre a mobilização do atrito entre as chapas, no entanto, este não pode ser considerado no cálculo, devido à sua variabilidade.

Os **parafusos de alta resistência** são fabricados em aço carbono temperado para os mais diversos fins estruturais e podem ser instalados com garantia de protensão mínima, podendo ser considerados no processo de dimensionamento, devendo-se empregar no mínimo uma arruela sob o elemento que gira. Quanto se quer restringir totalmente a movimentação entre as chapas da ligação, dimensiona-se o parafuso com um coeficiente de segurança contra o deslizamento, desta forma, tem-se uma **ligação por atrito**. No entanto, caso esses pequenos deslocamentos sejam permitidos, os parafusos de alta resistência também podem ser utilizados em ligação por contato.

O dimensionamento dos conectores no estado limite último é determinado conforme as possíveis rupturas da ligação, sendo elas o colapso do conector, o colapso por rasgamento da chapa ou ovalização do furo e o colapso por tração da chapa.

A **resistência à tração** de um parafuso tracionado é dada por $F_{t,Rd} = \frac{A_{be} \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$, em que $A_{be} = 0,75A_b$ corresponde à área efetiva do parafuso, A_b à área bruta do parafuso e f_{ub} à resistência última à tração do parafuso, e γ_{a2} o coeficiente de ponderação das resistências para combinação normal para ruptura, sendo igual a 1,35.

A **resistência ao cisalhamento** (corte) de um parafuso, por plano de corte, é dada por $F_{v,Rd} = \frac{0,4A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$ para parafusos de alta resistência, quando o plano de corte passa pela rosca, para parafusos comuns, em qualquer situação, e igual a $F_{v,Rd} = \frac{0,5A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$ para parafusos de alta resistência, quando o plano de corte não passa pela rosca.

Para a verificação da **resistência ao esmagamento e ao rasgamento** é necessário determinar da resistência à pressão de contato, dada por $F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}}$ para furos-padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força atuante quando a deformação no furo para forças de serviço for uma limitação de projeto, e $F_{c,Rd} = \frac{1,5 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{3,0 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}}$ quando a deformação no furo para forças de serviço não for uma limitação de projeto. Já para furos muito alongados na direção perpendicular à força, a resistência é dada por $F_{c,Rd} = \frac{1,0 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,0 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}}$.

Em que l_f equivale à distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacentes ou a borda livre, d_b é o diâmetro do parafuso, t é a espessura da chapa ligada e f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo (da chapa com furos).

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), quando ocorrer a ação simultânea de tração e cisalhamento, deve ser atendida a equação

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}}\right)^2 \leq 1,0$$

em que $F_{t,Sd}$ e $F_{v,Sd}$ são a força de tração e a força de cisalhamento solicitante de cálculo, respectivamente, e $F_{t,Rd}$ e $F_{v,Rd}$ são as resistências de cálculo dadas anteriormente.



Assimile

A NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece ainda que as ligações por atrito devem ser verificadas quanto ao estado limite último e ao estado limite de serviço, conforme parâmetros definidos na mesma.

Ligações com soldas para estruturas metálicas

A soldagem é um processo de união de elementos de aço pela fusão das partes dos elementos e de um eletrodo metálico, sendo que a energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica. Na construção civil a solda mais empregada é a de origem elétrica, sendo esta formada basicamente pela fusão local de duas peças a serem ligadas (metal base) e de um eletrodo (metal solda), por meio da alta temperatura provocada por um arco elétrico. Após o resfriamento, o metal da solda depositado serve de meio de ligação entre os dois elementos. Existem diversos processos de soldagem, sendo os mais usuais em estruturas metálicas o eletrodo revestido, o arco submerso, o arco com proteção gasosa e o arco com fluxo no núcleo. A Figura 3.16 mostra, de acordo com a *American Welding Society (AWS)*, como os eletrodos revestidos são especificados.

Figura 3.16 | Especificação do eletrodo revestido



Fonte: elaborada pela autora.

Os principais tipos de eletrodos empregados na construção civil são o E60 ($f_w = 60 \text{ ksi} = 415 \text{ MPa}$) para aço carbono como metal base e o E70 ($F_{w,RD} = \frac{0,6A_w f_w}{\gamma_{w2}}$) utilizado tanto em aço carbono como em aço de alta resistência.

Os principais tipos de cordão de solda usados nas estruturas de aço são a solda de filete e a de entalhe, sendo esta de penetração total ou parcial. A resistência de cálculo da **solda de filete** é dada por $F_{MB,RD} = \frac{0,6A_{MB}f_y}{\gamma_{a1}}$, para o escoamento do metal base, em que $\gamma_{a1} = 1,10$ para combinações normais, A_{MB} é a área do metal base, dada por $F_{w,RD} = \frac{0,6A_w f_w}{\gamma_{w2}}$, em que l_w é o comprimento

efetivo da solda e d_w é a perna da solda, conforme mostrado na Figura 3.17. A resistência à ruptura do metal da solda é dada por $A_{MB} = l_w \check{d}_w$, em que A_w é a área da solda dada por $A_w = l_w a_w$, em que a_w corresponde à garganta efetiva da solda, e $\gamma_{w2} = 1,35$ para combinações normais.

Para a **solda de entalhe**, a resistência de cálculo é determinada conforme o Quadro 3.1, em que $\gamma_{w1} = 1,25$ para combinações normais e para penetração total, A_{MB} é a área do metal-base dada pelo produto do comprimento da solda (l_w), pela menor espessura da chapa da ligação e para penetração parcial $A_{MB} = a_w l_w$. A_w corresponde à área efetiva da solda dada por $A_w = l_w a_w$, em que l_w corresponde ao comprimento efetivo e a_w representa a espessura efetiva. Para penetração parcial em bisel ou em V, a_w é a profundidade do entalhe, se o ângulo do entalhe for maior do que 60° , ou $a_w = 3mm$, se este ângulo estiver entre 45° e 60° .

Quadro 3.1 | Resistência de cálculo para solda de entalhe

Esforço	Penetração total	Penetração parcial	
		Escoamento do metal-base	Ruptura do metal da solda
Tração ou compressão perpendicular ao eixo da solda do metal-base.	$F_{MB,RD} = \frac{A_{MB} f_y}{\gamma_{a1}}$	$F_{MB,RD} = \frac{A_{MB} f_y}{\gamma_{a1}}$	$F_{w,RD} = \frac{0,6 A_w f_w}{\gamma_{w1}}$
Cisalhamento do metal-base.	$F_{MB,RD} = \frac{0,6 A_{MB} f_y}{\gamma_{a1}}$	$F_{MB,RD} = \frac{0,6 A_{MB} f_y}{\gamma_{a1}}$	$F_{MB,RD} = \frac{0,6 A_w f_w}{\gamma_{w2}}$

Fonte: elaborado pela autora.

Figura 3.17 | Solda de filete



Fonte: adaptada de Badke Neto e Ferreira (2016).

A Figura 3.18 mostra a simbologia convencional utilizada para representação nos desenhos, de acordo com a AWS, para a especificação da solda, em que, na cauda, são colocadas as especificações da solda, na linha de referência são colocadas o comprimento do cordão, passo, tipo de solda, lado da solda etc., e a seta indica o local da solda.



Dica

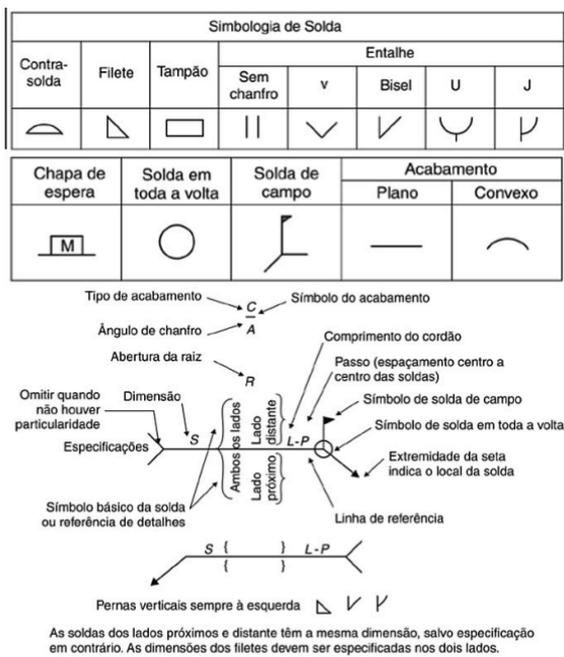
Para saber mais sobre as disposições construtivas dos conectores, leia a seção 3.2 da referência abaixo, que pode ser encontrada na biblioteca virtual:

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 880:2008, 8. ed. – [Reimpr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2014. [Minha biblioteca].

Leia também o artigo a seguir para aumentar os seus conhecimentos acerca das ligações em estruturas metálicas:

QUEIROZ, G. et al. Sobre as regiões nodais das estruturas de aço formadas por barras. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 2, nº 3, p. 206-217.

Figura 3.18 | Simbologia da solda



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

Agora que você já tem todas as informações para o dimensionamento das ligações em estruturas metálicas, vamos resolver uma situação real, especificando as ligações para a estrutura do galpão?

Você é um engenheiro projetista recém-formado trabalhando na elaboração dos projetos estruturais para um galpão industrial em estrutura metálica que será utilizado pelo cliente como local para armazenamento de materiais. Agora você precisa dimensionar a ligação parafusada entre os elementos de contraventamentos e a estrutura. Sabendo que a barra de contraventamento será de perfil tipo cantoneira simples (L 63,5 x 4,57) com 4,76 mm de espessura, a ligação será por meio de três parafusos alinhados de 22 mm de diâmetro em furos padrão, em que a distância da borda do furo até a borda livre é de 30,15 mm e a distância da borda furo-furo é de 62 mm, sendo o esforço de tração solicitante de cálculo igual a 11,76 kN, o aço da barra é o MR 250 e o aço do parafuso é o ASTM A307.

Como o esforço na barra de contraventamento é o de tração, significa que os parafusos da ligação estão submetidos ao esforço de cisalhamento (corte). Neste caso, estamos utilizando o parafuso em aço ASTM A307, o que equivale a um parafuso do tipo comum, cuja ligação deve ser por contato. Para verificar a resistência ao cisalhamento dos parafusos,

temos a equação $F_{v,Rd} = \frac{0,4A_b \times f_{ub}}{\gamma_{a2}}$, em que $A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 2,2^2}{4} = 3,80$, f_{ub} ,

conforme a Tabela 3.8, é igual a 41,5 kN/cm² para o aço ASMT A307, logo,

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 \times 3,80 \times 41,5}{1,35} = 46,73 \text{ kN}, \text{ para cada parafuso e por plano de corte,}$$

como nesta ligação temos 3 parafusos e um plano de corte, a resistência ao cisalhamento da ligação é de 140,19 kN.

Deve-se ainda verificar a resistência ao colapso da chapa da ligação quanto ao esmagamento e ao rasgamento. Como estamos dimensionando uma ligação com parafuso comum em furo padrão, temos que verificar a seguinte equação:

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} \leq \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}}.$$

Quanto ao esmagamento, temos que

$$F_{c,Rd} = \frac{2,4 \times d_b \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{2,4 \times 2,2 \times 0,476 \times 40}{1,35} = 74,47 \text{ kN para cada parafuso.}$$

Quanto ao rasgamento temos, para o parafuso externo, a resis-

$$tência é dada por $F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{1,2 \times 3,015 \times 0,476 \times 40}{1,35} = 51,03 \text{ kN}.$$$

Já para os parafusos internos, a resistência será de

$$F_{c,Rd} = \frac{1,2 \times l_f \times t \times f_u}{\gamma_{a2}} = \frac{1,2 \times 6,2 \times 0,476 \times 40}{1,35} = 104,93 \text{ kN}. \text{ Logo, a resistência da}$$

ligação quanto ao rasgamento e ao esmagamento será dada pela soma das menores resistências para cada parafuso. Neste caso, para o parafuso externo, a menor resistência foi de 51,03 kN e para os parafusos internos, 74,47 kN, portanto, a resistência da ligação será de $F_{e,Rd} = 51,03 + 2 \times 74,47 = 199,97$ kN .

A resistência da ligação será a menor das resistências verificadas para o cisalhamento dos parafusos e para o esmagamento e rasgamento da placa, portanto, a resistência de cálculo da ligação é de 140,19 kN, que é maior do que a solicitação de 11,76 kN, desta forma, a ligação está segura.

Ao concluir o estudo desta seção, você já tem as ferramentas para analisar as propriedades dos materiais, além de determinar as ligações entre os elementos estruturais metálicos. Vamos praticar um pouco mais?

Avançando na prática

Especificação das ligações em estruturas metálicas

Descrição da situação-problema

Você é o projetista de um galpão em que serão utilizados diversos elementos metálicos, e uma tarefa importante durante a realização do projeto é a especificação das ligações necessárias à união dos elementos estruturais, sendo que algumas ligações serão realizadas na fábrica e outras em campo. Desta forma, determine o tipo de ligação que será usada entre os principais elementos estruturais do galpão.

Resolução da situação-problema

As ligações de campo devem ser preferencialmente executadas através de parafusos, uma vez que as ligações soldadas necessitam de um rigoroso controle tecnológico para garantir a qualidade e a consequente resistência estrutural da mesma. No entanto, não é vedada a utilização desta em campo, desde que se tome as precauções necessárias durante sua execução.

Entre os diversos elementos que serão conectados, teremos o pilar metálico e a fundação de concreto que, neste caso, podem ser executados por meio de chumbadores, utilizando-se uma placa de base. É preferível que a ligação seja rígida, logo, deve haver chumbadores em todas as laterais da placa.

Para a ligação ente a viga e o pilar, pode-se especificar uma ligação flexível executada através de cantoneiras soldadas à alma da viga e à mesa ou alma do pilar, ou ainda uma ligação rígida soldando a viga ao pilar diretamente ou

utilizando-se uma chapa como elemento de ligação. Para a ligação das terças à viga, ou ainda para a instalação das barras de contraventamento, pode-se especificar uma ligação por meio de parafusos ou uma ligação soldada.

Diversas são as possibilidades de execução de conexões, cabe ao projetista analisar o projeto estrutural, as características da região de construção, bem como os materiais, a mão de obra, o orçamento e o planejamento do projeto para se chegar à melhor solução técnica e econômica.

Faça valer a pena

1. Seguem duas afirmações acerca das ligações em estruturas de aço.

- I. As ligações são compostas por _____ de ligação que são os componentes que permitem ou facilitam a transmissão dos esforços, por _____ de ligação que são os componentes que promovem a união entre as partes das estruturas e pela região nodal.
- II. As ligações _____ devem ser projetadas de maneira a garantir que as reações de apoio e os esforços internos sejam transmitidos ao pilar ou à viga que as recebem, e que a rotação no eixo longitudinal e a rotação de um elemento em relação ao outro seja impedido. Já as ligações _____ devem garantir que as reações de apoio sejam transmitidas entre os elementos, que ocorra a rotação relativa entre os elementos e que a rotação longitudinal seja impedida.

Marque a alternativa que contém as palavras que, nessa ordem, preenchem corretamente as lacunas das afirmações anteriores:

- a) Elementos – meios – flexíveis – rígidas.
- b) Meios – elementos – rígidas – flexíveis.
- c) Elementos – meios – rígidas – flexíveis.
- d) Elementos – flexíveis – meios – rígidas.
- e) Meios – rígidas – flexíveis – elementos.

2. A respeito das ligações em estruturas de aço, são feitas as seguintes afirmações:

- I. Os parafusos comuns são fabricados em aço carbono, formando um sistema de ligação por contato em que a transmissão dos esforços se dá por apoio das chapas no fuste do parafuso e por esforço cisalhante na seção transversal do parafuso.
- II. Como os parafusos comuns são instaladas por aperto, ocorre a mobilização do atrito entre as chapas, mas este não pode ser considerado no cálculo, devido à sua variabilidade.

III. Os parafusos de alta resistência são fabricados em aço carbono temperado para os mais diversos fins estruturais e só podem ser utilizados em ligação por contato.

Analise as afirmações anteriores e marque a alternativa correta:

- a) Apenas os itens I e II estão corretos.
- b) Os itens I, II e III estão corretos e o item III pode configurar uma causa do problema relatado em I.
- c) Apenas os itens II e III estão corretos e o item III pode configurar uma manifestação patológica oriunda da negligência do que se afirma em II.
- d) Apenas o item I está correto.
- e) Apenas os itens I e III estão corretos e o item III pode configurar uma causa do problema relatado em I.

3. As ligações são pontos muito importantes no processo de projeto e de execução de uma estrutura em aço, sendo primordial que o modelo estrutural adotado para o dimensionamento da estrutura seja adequadamente executado durante a fase de montagem. Quanto à rigidez, as ligações geralmente são consideradas rígidas ou flexíveis. As figuras abaixo mostram algumas ligações que podem ser executadas em estruturas metálicas.



Fonte: iStock.



Fonte: iStock.

III –



Fonte: iStock.

IV –



Fonte: iStock.

Com base nas figuras acima, assinale a alternativa abaixo que relaciona corretamente as figuras com o seu tipo de ligação.

- a) I – rígida; II – flexível; III – rígida, IV – flexível.
- b) I – rígida; II – rígida; III – rígida, IV – flexível.
- c) I – rígida; II – flexível; III – flexível, IV – flexível.
- d) I – rígida; II – flexível; III – rígida, IV – rígida.
- e) I – flexível; II – flexível; III – rígida, IV – flexível.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120** – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7007**: aço carbono e aço micro-ligado para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14323**: dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762**: dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16239**: projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

BADKE NETO, A.; FERREIRA, W. G. **Dimensionamento de elementos de perfis de aço laminados e soldados: com exemplos numéricos**. 3. ed. Vitória: GSS, 2016.

BEER, F. B. et al. **Mecânica dos Materiais**. Tradução técnica: José Benaque Rubert, Walter Libardi. 5. ed. Porto Alegre: AMGH, 2011.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de soluções estruturais para galpões industriais leves**. Portal Met@lica - Construção Civil, 27 jan. 2016. Disponível em: http://www.metlica.com.br/pg_dinamica/bin/pg_dinamica.php?id_pag=1207. Acesso em: 30 jan. 2019.

FARIA, R. Desenvolvimento metálico: construção em aço no Brasil foi impulsionada pela criação da Fábrica de Estruturas Metálicas da Companhia Siderúrgica Nacional na década de 1950. 138. ed. **Téchne**, set. 2008. Disponível em: <http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/138/desenvolvimento-metalico-287578-1.aspx>. Acesso em: 30 jan. 2019.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de Construção em Aço**: Galpões para usos gerais, ed. 4. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>. Acesso em 30 out 2018.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de construção em aço**: edifícios de pequeno porte estruturados em aço. 4. ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>. Acesso em: 30 jan. 2019.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de construção em aço**: galpões para usos gerais. 4. ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2010. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>. Acesso em: 30 jan. 2019.

INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de construção em aço**: ligações em estruturas metálicas. V. 1., 4. ed. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>. Acesso em 30 jan. 2019.

MINGIONE, C. M.; SOUZA, U. E. L. O uso de estruturas de aço para edifícios de múltiplos pavimentos no Brasil. **Téchne**. 138. ed., 15 fev. 2017. Disponível em: <https://techne.pini.com.br/2017/02/o-uso-de-estruturas-de-aco-para-edificios-de-multiplos-pavimentos-no-brasil/>. Acesso em: 30 jan. 2019.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 880:2008. 8. ed. – [Reimpr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2014. [Minha biblioteca] Disponível em: <https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2818-7/cfi/6/10!/4/16@0:7.74>. Acesso em: 30 out. 2018.

PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas metálicas**: cálculos, detalhes, exercícios e projetos. 2. ed.– [Reimpr.]. São Paulo: Blucher, 2005.

QUEIROZ, G.; VILELA, P. M. L. **Ligações, regiões nodais e fadiga de estrutura de aço**. Belo Horizonte: Código Editora, 2012.

SILVA, G. Com dupla função, steel deck racionaliza e acelera a obra. **AECweb**, [s.d.]. Disponível em: https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/com-dupla-funcao-steel-deck-racionaliza-e-acele-ra-a-obra_8558_0_1. Acesso em: 30 jan. 2019.

Unidade 4

Estruturas metálicas: dimensionamento

Convite ao estudo

Caro aluno, as estruturas metálicas podem ser empregadas em diferentes situações no cotidiano da construção civil. Você já deve ter se deparado com estruturas de aço em locais como supermercados, concessionárias, aeroportos, galpões de materiais, entre outras aplicações. Sendo assim, o conhecimento do dimensionamento desse tipo de estrutura é primordial para um engenheiro civil, abrindo portas para atuação em diferentes setores, desde o projeto, passando pela fabricação e montagem desse tipo de estrutura. Ao final desta unidade, você será capaz de aplicar os conhecimentos dos critérios de dimensionamento para definir elementos estruturais metálicos para as mais variadas aplicações.

Para auxiliar nos seus estudos, novamente você será inserido em um contexto de aprendizagem, retratando uma situação do seu dia a dia profissional. Retornemos ao galpão industrial cuja elaboração dos projetos foi iniciada na unidade 3. Agora, você terá que, efetivamente, dimensionar os elementos estruturais que constituirão a estrutura do galpão, ou seja, determinar quais os tipos de perfis, laminados ou soldados, e as seções transversais necessárias para resistir aos esforços solicitantes, garantindo assim a segurança estrutural e o correto desempenho da estrutura.

Para ser bem-sucedido nessa tarefa, você terá de pensar sobre algumas questões importantes: como se dá o comportamento do aço quando submetido aos diferentes esforços? Como as propriedades físicas e mecânicas do aço influenciam na determinação dos esforços resistentes de cálculo? Qual seção transversal deve ser utilizada em cada aplicação para a resistência de projeto?

Para solucionar este problema, você terá de conhecer as prescrições normativas que determinam o processo de dimensionamento dos elementos de acordo com os esforços (tração, compressão, momento fletor, esforço cortante) atuantes na estrutura. Neste momento, você será solicitado ainda a retomar os conceitos vistos anteriormente, neste livro, e nas disciplinas de análise estrutural.

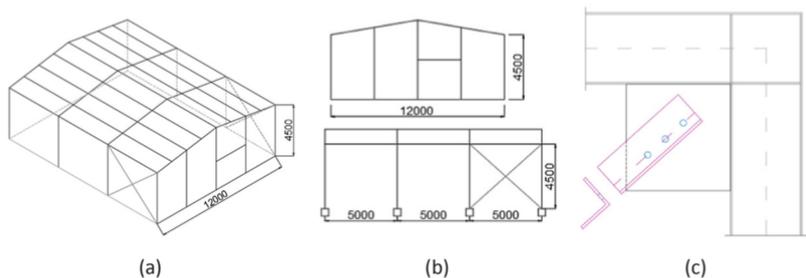
Barras de aço tracionadas

Diálogo aberto

Ao dimensionarmos uma estrutura, é muito importante a definição do esforço que está atuando nos elementos que serão verificados, uma vez que esses elementos podem estar submetidos a esforços simples, como a tração ou compressão, caso comumente encontrado em barras de treliça, ou esforços combinados, como o momento fletor e esforço cortante, caso geralmente encontrado em vigas. A melhor capacidade de resistir a um determinado tipo de esforço irá depender, entre outros fatores, da seção transversal adotada e das características do material empregado. O aço, por exemplo, é um material que se comporta muito bem aos mais variados tipos de esforços solicitantes, sendo que, à tração, a sua resistência alcança níveis excepcionais.

Lembre-se de que estamos dimensionando um galpão metálico, agora, seu chefe solicitou que você determine os perfis que serão utilizados no sistema de contraventamento entre pilares do galpão, sendo que ele gostaria que fosse adotado um perfil com seção transversal tipo cantoneira simples (L 63,5 x 4,76) com 6,70 metros de comprimento. Seu chefe informou ainda que o subsistema de contraventamento tem por finalidade garantir a estabilidade global da estrutura, aumentando a rigidez da construção, e que em estruturas metálicas o contraventamento em “X” é comumente empregado, uma vez que, dessa forma, os elementos de travamento estarão trabalhando sob tração e compressão. Você deve considerar que as barras de contraventamento estarão ligadas à estrutura por meio de uma chapa soldada ao pilar, sendo que a cantoneira estará ligada à chapa por meio de três (3) parafusos alinhados de 22 mm de diâmetro em furos realizados por puncionamento, em que a distância do primeiro ao último parafuso é de 168 mm, que a barra tracionada estará submetida a um esforço de cálculo, $N_{t,Ed}$, 11,76 kN, e que o aço a ser utilizado na fabricação da barra é o MR 250 ($f_y = 250$ MPA e $f_u = 400$ MPA).

Figura 4.1 | Esquema estrutural do galpão. (a) Isométrico. (b) Fachada e lateral. (c) Detalhe da ligação entre o perfil cantoneira e a chapa gusset para o contraventamento lateral. (Dimensões em mm)



Fonte: elaborada pelo autor.

Para que você seja bem-sucedido nesta tarefa, você terá de aprender os critérios estabelecidos na NBR 8800 (ABNT, 2008) para o dimensionamento das barras submetidas ao esforço de tração. Você está indo muito bem, e as informações contidas nesta seção são importantíssimas para o seu aprendizado. Por isso, vamos apresentar para você os principais conceitos sobre comportamento e detalhes da região de ligação das barras de aço tracionadas, identificação dos estados limites últimos e critérios de cálculo de barras de aço tracionadas.

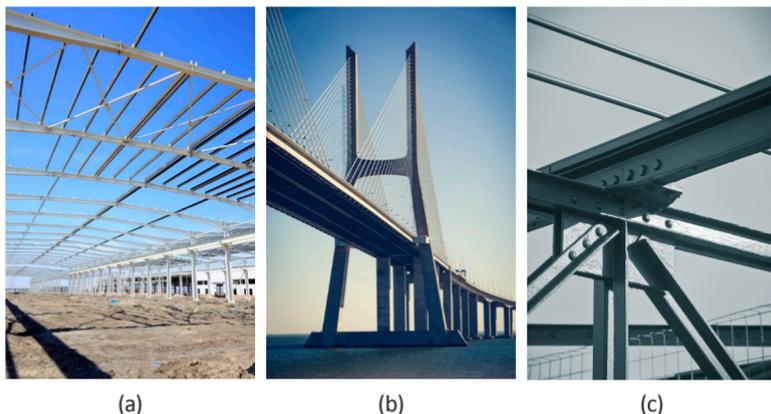
Não pode faltar

As barras de aço tracionadas estão, geralmente, presentes em treliças que funcionam como vigas de piso ou tesoura de cobertura, em barras de contra-ventamentos verticais (entre pilares) ou de contra-ventamentos de cobertura (Figura 4.2-a), ou, ainda, em tirantes (Figura 4.2-b) ou pendurais (com o objetivo de transferir cargas gravitacionais para os elementos estruturais situados em níveis superiores), sendo que essas barras estão solicitadas exclusivamente pela força de tração axial, ou tração simples.

Os elementos tracionados podem ser compostos por barras de seção simples, como as barras redondas ou chatas, por perfis laminados de seção simples, como a cantoneira (L), perfil I ou U e ainda por perfis laminados compostos, como a seção formada por duas cantoneiras (dupla cantoneira oposta pela face ou pelo vértice).

É comum que as barras tracionadas sejam ligadas a outros elementos da estrutura por meio de chapas de nó (gusset) (Figura 4.2-c), tanto utilizando-se ligações soldadas como parafusadas.

Figura 4.2 | Elementos metálicos tracionados. (a) Contraventamento de cobertura. (b) Ponte Estaiada – Ponte Vasco da Gama, Lisboa – Portugal. (c) Ligação dupla cantoneira parafusada a uma chapa gusset



Fonte: iStock.



Refleta

As barras tracionadas não são suscetíveis à instabilidade, dessa forma, o seu índice de esbeltez não tem importância fundamental, logo, a propriedade geométrica mais importante da seção transversal é a área. Pense, por que esse fenômeno ocorre nas barras tracionadas? Pode-se considerar esse mesmo efeito em barras comprimidas? Como isso contribui para a economia no dimensionamento das estruturas? Por que a norma fixa limites superiores do índice de esbeltez de peças tracionadas?

No dimensionamento das barras tracionadas, deve-se atender à condição $N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$, onde $N_{t,Sd}$ corresponde ao esforço solicitante de cálculo a tração e $N_{t,Rd}$ corresponde ao esforço resistente de cálculo a tração, sendo que o valor da resistência corresponderá ao menor dos valores determinados para verificação da ocorrência de dois estados limites últimos, o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida.

Em uma seção transversal sem furos submetida a tração, ocorre uma distribuição uniforme das tensões, dessa forma, o estado limite é atingido quando ocorre o escoamento do aço ao longo do seu comprimento, levando a deformações exageradas. Nesse caso, a resistência de cálculo é dada por

$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$, onde A_g equivale a área bruta da seção transversal, f_y representa a tensão limite de escoamento do aço e γ_{a1} representa o coeficiente de ponderação da resistência relacionado ao escoamento, sendo este igual a 1,1.

No caso de seções transversais com furos, a distribuição de tensão não é uniforme, sendo máxima junto ao furo e decaindo acentuadamente até a face lateral do elemento, sendo, portanto, a resistência de cálculo para o estado limite de ruptura da seção líquida determinado pela expressão $N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$, onde A_e representa a área líquida efetiva, f_u , a tensão limite de ruptura do aço, e γ_{a2} representa o coeficiente de ponderação da resistência relacionado à ruptura, sendo este igual a 1,35.

Uma barra tracionada, ligada por parafusos ou soldas por apenas alguns dos elementos que formam a seção transversal, fica submetida a uma distribuição não uniforme de tensão na região da ligação, uma vez que o esforço tem de passar pelos elementos conectados que ficam expostos a uma tensão média maior do que a dos elementos não conectados (elementos soltos), como na Figura 4.2-c, em que temos a ligação de uma cantoneira a uma chapa gusset, em que uma das abas da cantoneira está parafusada à chapa e a outra aba não está conectada. Em razão disso, para efeitos práticos, considera-se apenas uma parte da seção trabalhando sob uma tensão média uniforme, assim, a área líquida efetiva, A_e , é determinada multiplicando-se a área líquida, A_n , pelo coeficiente de redução da área líquida, C_t , logo, $A_e = C_t A_n$.

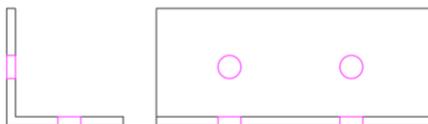


Assimile

O coeficiente de redução, C_t , deve ser aplicado à área líquida, com o objetivo de reduzir a área de transmissão do esforço de tração entre as peças.

Nos casos em que a força de tração é transmitida diretamente em cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos, situação em que não existem elementos não conectados (Figura 4.3), C_t deve ser tomado igual a 1,0.

Figura 4.3 | Seção transversal de elementos totalmente conectados



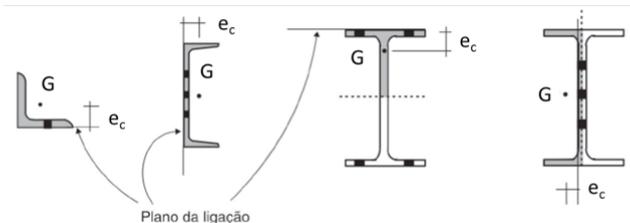
Fonte: elaborada pelo autor.

Nos demais casos, C_t assumirá valores menores que 1,0 e deve ser calculado, sendo que:

- Para os perfis de seção aberta, Figura 4.4, quando a força de tração for transmitida somente por parafusos, ou somente por soldas longitudinais, ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns elementos da seção transversal, $C_t = 1 - (e_c/l)$, em que e_c representa a excentricidade do plano da

ligação em relação ao centro geométrico da seção e l representa o comprimento da ligação (nas ligações soldadas, esse comprimento é igual ao comprimento da solda na direção da força axial, e nas ligações soldadas, é a distância entre o centro do primeiro ao centro do último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força). Neste caso, o coeficiente de redução deve ser tomado entre $0,60 \geq C_t \leq 0,90$.

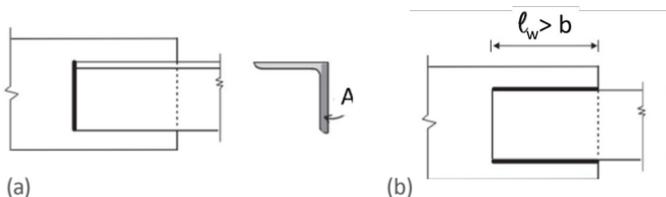
Figura 4.4 | Perfis de seção aberta parafusada parcialmente



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

- Para elementos tracionados com ligação feita somente por soldas transversais, Figura 4.5-a, $C_t = A_c/A_g$.
- Para chapas planas ligadas apenas por soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas, Figura 4.5-b, C_t dependerá do comprimento, l_w , das soldas, sendo:
 - $C_t = 1,00$ para $l_w \geq 2b$
 - $C_t = 0,87$ para $1,5b \leq l_w < 2b$
 - $C_t = 0,75$ para $b \leq l_w < 1,5b$

Figura 4.5 | Seção soldada. (a) Solda transversal. (b) Solda longitudinal

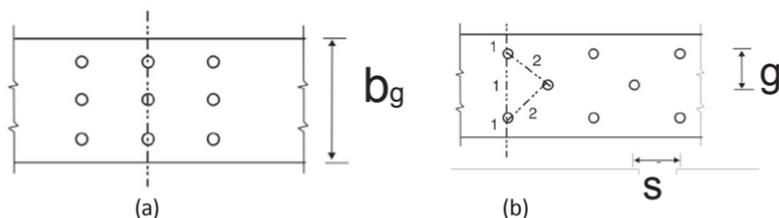


Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

A área líquida, A_n , no caso de ligações soldadas, equivale à área bruta ($A_n = A_g$), uma vez que não existe furação; no caso de ligações parafusadas, a área líquida é obtida subtraindo-se da área bruta as áreas dos furos contidos em uma seção transversal da peça, de acordo com a linha de ruptura. Conforme a distribuição dos parafusos/furos na região da ligação, a linha de ruptura pode ocorrer de forma reta (Figura 4.6-a) ou de forma

enviesada (Figura 4.6-b). No caso de ruptura enviesada, deve-se pesquisar os diversos percursos prováveis de ruptura para encontrar o menor valor da seção líquida.

Figura 4.6 | Seção de peças parafusadas. (a) Linha de ruptura reta. (b) Linha de ruptura enviesada



Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2014, s/p).

A área líquida pode ser obtida pela expressão $A_n = A_g - \sum(d_h t) + \sum(s^2/4g)t$, em que A_g corresponde à área bruta, d_h representa o diâmetro do furo (puncionado ou broqueado), t corresponde à espessura da chapa, s e g representam, respectivamente, o espaçamento longitudinal entre furos extremos de cada diagonal e o espaçamento transversal, conforme Figura 4.5-b.

Sabendo que $A_n = b_n t$ e $A_g = b_g t$, pode-se escrever a equação acima em função do comprimento reduzido, b_n , desta forma, $b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g)$.



Saiba mais

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o furo em estruturas metálicas deve ser realizado com uma folga de 1,5 mm em relação ao diâmetro do conector (d_p) que será utilizado, sendo este furo chamado de furo-padrão ($d_h = d_p + 1,5 \text{ mm}$). Os furos utilizados em estruturas metálicas para instalação de conectores (parafusos ou rebites) podem ser realizados por meio do processo de puncionamento ou pelo processo de broqueamento. O processo de punção é o mais usual e econômico, no entanto, essa operação danifica o material junto ao furo, o que é compensado acrescentando-se 2,0 mm ao diâmetro do correspondente ao furo-padrão, dessa forma, o diâmetro do furo é representado pela expressão $d_h = d_p + 1,5 \text{ mm} + 2,0 \text{ mm}$. No processo realizado por meio de brocas, não é necessário acrescentar folga ao furo-padrão, logo, o diâmetro do furo é dado por $d_h = d_p + 1,5 \text{ mm}$.



Exemplificando

Para ilustrarmos o processo de determinação da área líquida, considere a ligação entre duas chapas metálicas CH 250 x 6,3, em que $b_g = 250 \text{ mm}$ e $t = 6,3 \text{ mm}$, mostradas na Figura 4.7, por meio de parafusos puncionados de 22 mm de diâmetro. Podemos perceber que se trata de uma ligação enviesada com três prováveis linhas de ruptura, a saber, a linha **abcd**, a linha **abfg** e a linha **abfcd**. Para determinarmos a área líquida ($A_n = b_n t$), precisamos primeiramente determinar o comprimento líquido ($b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g)$), em que $s = 70 \text{ mm}$, $g = 80 \text{ mm}$ e $d_h = d_f + 1,5 + 2,0 = 22 + 3,5 = 25,5 \text{ mm}$.

Linha **abcd**

$$b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g); \quad b_n = 250 - 2 \times 25,5 + 0; \quad b_n = 199 \text{ mm}$$

Linha **abfg**

$$b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g); \quad b_n = 250 - 2 \times 25,5 + (70^2/4 \times 80);$$

$$b_n = 214,3 \text{ mm}$$

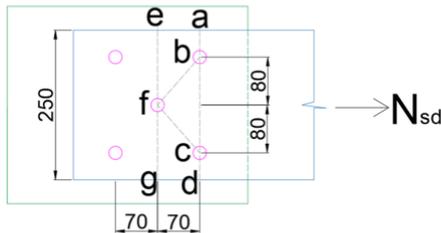
Linha **abfcd**

$$b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g); \quad b_n = 250 - 3 \times 25,5 + 2 \times (70^2/4 \times 80);$$

$$b_n = 204,1 \text{ mm}$$

Portanto, o comprimento líquido é de 199 mm e a área líquida $A_n = 19,9 \times 0,63 = 12,54 \text{ cm}^2$.

Figura 4.7 | Ligação parafusada de chapas metálicas



Fonte: elaborada pelo autor.

De acordo com Pfeil e Pfeil (2014), o escoamento da seção líquida conduz a pequenos alongamentos, logo, não constitui um estado limite. Além disso, nos elementos de pequena espessura ligados por meio de conectores, pode ocorrer também um colapso denominado de cisalhamento de bloco.



Dica

Para saber mais sobre as características geométricas dos perfis utilizados na confecção das seções transversais das barras de aço, sugerimos os seguintes materiais:

- GERDAU. **Cantoneiras de abas iguais.**

- GERDAU. **Perfil I e U.**
- GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau** – Tabela de bitolas.
- PORTAL METÁLICA. Tabelas de perfis de aço.

Agora, após concluir o estudo desta seção, você já tem todos os conhecimentos necessários para dimensionar a barra de contraventamento lateral do galpão proposto na situação-problema desta seção.

Sem medo de errar

Para dimensionarmos a barra de contraventamento submetida ao esforço de tração, será necessário verificar dois estados limites últimos, o escoamento da seção bruta e a ruptura da seção líquida. Lembre-se de que foi adotado um perfil com seção transversal tipo cantoneira simples (L 63,5 x 4,57) com 6,70 metros de comprimento, parafusada por meio de três (3) parafusos alinhados de 22 mm de diâmetro em furos puncionados, em que a distância do primeiro ao último parafuso, l , é de 168 mm. Além disso $N_{t,Sd}$ é de 11,76 kN, e o aço é o MR 250 ($f_y = 250$ MPa ou 25 kN/cm² e $f_u = 400$ MPa ou 40 kN/cm²). De posse da especificação da cantoneira (L 63,5 x 4,57), é possível consultar a tabela de perfis da Gerdau e descobrir as informações da seção geométrica (Tabela 4.1 e Figura 4.8), neste caso, temos abas de 63,5 mm de comprimento por 4,76 mm de espessura (t), área bruta (A_g) de 5,80 cm² e excentricidade (e_c) de 1,75 cm ou 17,5 mm.

O escoamento da seção bruta é dado por $N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$, logo,

$$N_{t,Rd} = \frac{5,80 \times 25}{1,10} = 131,82 \text{ kN}.$$

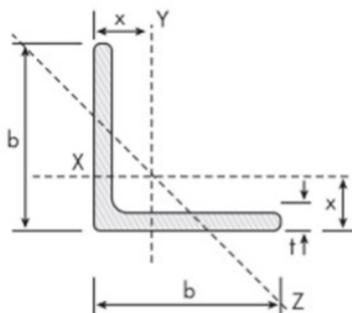
A ruptura da seção líquida é dada por $N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$, onde $A_e = C_t A_n$, como somente uma das abas da cantoneira está conectada, será necessário determinar o valor coeficiente de redução da área líquida, sendo $C_t = 1 - (e_c/l)$, logo, $C_t = 1 - (17,5/168) = 0,90$. Como os furos estão alinhados, teremos uma linha de ruptura reta, dessa forma, $b_n = b_g - \sum(d_h) + \sum(s^2/4g)$. Para a determinação do comprimento bruto da seção transversal, basta somar as dimensões das abas e diminuir a espessura que é comum a ambas as abas; como o diâmetro do furo é puncionado, temos que $d_h = d_f + 1,5 + 2,0 = 22 + 3,5 = 25,5$ mm, portanto, $b_n = (63,3 + 63,5 - 4,76) - 25,5 + 0 = 96,74$ mm ou $b_n = 9,674$ cm.

Como $A_n = b_n t$, temos que $A_n = 9,674 \times 0,476 = 4,60$ cm². Dessa forma, $A_e = 0,90 \times 4,60 = 4,14$ cm², e por fim, $N_{t,Rd} = \frac{4,14 \times 40}{1,35} = 122,7$ cm².

A resistência de cálculo deve ser tomada igual ao menor valor entre a resistência para o escoamento da seção bruta e para a ruptura da seção

líquida, neste caso, o estado limite será o de ruptura da seção líquida. Portanto $N_{t,Rd} = 11,76 \text{ kN} \leq N_{t,Rd} = 122,7 \text{ cm}^2$, o que significa que a nossa estrutura está estruturalmente segura.

Figura 4.8 | Perfil tipo cantoneira – dimensões geométricas



Fonte: GERDAU (2018).

Tabela 4.1 – Tabela de perfis tipo cantoneira da Gerdau

Cantoneira em polegadas										
b		Peso nominal	t		Área	$I_x = I_y$	$W_x = W_y$	$r_x = r_y$	r_z min	x
pol	mm		pol	mm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm
2.1/2"	63,5	4,57	3/16"	4,76	5,80	23,0	4,91	1,98	1,24	1,75
		6,10	1/4"	6,35	7,67	29,0	6,40	1,96	1,24	1,83
		7,44	5/16"	7,94	9,48	35,0	7,87	1,93	1,24	1,88
		8,78	3/8"	9,52	11,16	41,0	9,35	1,91	1,22	1,93

Fonte: GERDAU (2018).

A determinação da resistência de cálculo de um elemento é fundamental para a segurança da estrutura, garantindo assim que o elemento não entrará em colapso devido às solicitações de cálculo.

Após resolver esse problema, você cumpriu mais uma etapa para saber dimensionar os elementos estruturais em aço. Vamos agora solucionar outro problema sobre barras tracionadas ligadas por meio de soldas?

Barras tracionadas com ligação soldadas

Descrição da situação-problema

Considere agora que a ligação da cantoneira da barra de contraventamento do galpão calculada no “Sem medo de errar” será conectada à chapa gusset por meio de cordões de solda de 100 mm de comprimento dispostos longitudinalmente no sentido da força axial. Você precisará, agora, determinar a resistência de cálculo da ligação para essa situação.

Resolução da situação-problema

Neste caso, a resistência de cálculo com relação ao escoamento da seção bruta permanece igual ao determinado anteriormente ($N_{t,Rd} = \frac{5,80 \times 25}{1,10} = 131,82 \text{ kN}$), sendo necessário recalcular a resistência com relação à ruptura da seção líquida, uma vez que não temos mais furos na seção e que o comprimento da ligação foi alterado, dessa forma, temos que $N_{t,Rd} = \frac{A_e f_t}{\gamma_{a2}}$, com $A_e = C_t A_n$ e $A_n = A_g$. O coeficiente de redução da área líquida será dado por $C_t = 1 - (e_c / l)$, em que $C_t = 1 - (17,5 / 100) = 0,825$, dessa forma, $A_e = 0,825 \times 5,80 = 4,785 \text{ cm}^2$, temos que $N_{t,Rd} = \frac{4,785 \times 40}{1,35} = 141,78 \text{ kN}$. Portanto, nesse caso, o estado limite será o de escoamento da seção bruta com $N_{t,Rd} = 131,82 \text{ kN}$.

Faça valer a pena

1. Com relação ao dimensionamento de barras tracionadas, analise as afirmativas a seguir e marque (V) para verdadeiro e (F) para falso:

() Peças ligadas apenas por meio de solda não sofrem redução de área em função da presença de furos e, portanto, têm área líquida igual à área bruta.

() Nas ligações por meio de conectores, os furos, chamados furos-padrão, apresentam um diâmetro 1,5 mm superior ao diâmetro do parafuso.

() As barras tracionadas estão expostas à instabilidade global, o que torna o momento de inércia a propriedade mais importante da seção transversal da barra.

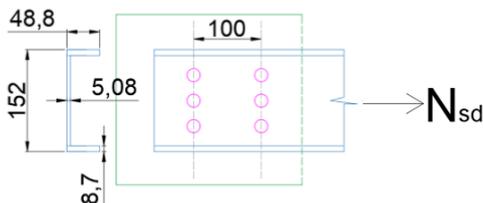
() Linha de ruptura é o percurso que passa por um conjunto de furos em uma ligação parafusada, segundo o qual se rompe uma barra tracionada.

Assinale a alternativa que apresenta a sequência correta, de cima para baixo.

- a) F, V, F, V.
- b) F, F, V, F.
- c) V, F, V, F.
- d) F, V, F, F.
- e) V, V, F, V.

2. Um perfil U submetido ao esforço de tração está conectado a uma chapa de ligação por meio de parafusos de 16 mm de diâmetro em furos puncionados, conforme apresentado na Figura 4.9. Considere que o aço utilizado é o MR 250 ($f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$ e $f_u = 40 \text{ kN/cm}^2$), que a excentricidade é de 1,30 cm e que a área bruta é de $15,5 \text{ cm}^2$.

Figura 4.9 | Ligação entre perfil U e chapa de ligação



Fonte: elaborada pelo autor.

Assinale a alternativa correta com o valor da área líquida efetiva.

- a) $15,5 \text{ cm}^2$
- b) $12,4 \text{ cm}^2$
- c) $11,1 \text{ cm}^2$
- d) $10,8 \text{ cm}^2$
- e) $7,4 \text{ cm}^2$

3. Leia as seguintes asserções, considerando o que foi estudado sobre o dimensionamento das barras de aço tracionadas.

I. Uma forma de colapso pode ocorrer desde que a tensão de tração atuando ao longo do comprimento da barra atinja o valor da resistência ao escoamento do aço.

A fim de que:

II. A área líquida efetiva da seção se rompa quando a tensão atuante na estrutura alcançar o limite de ruptura do aço.

Analise as asserções e, em seguida, marque a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições falsas.
- b) A asserção I é uma proposição verdadeira e a asserção II é uma proposição falsa.
- c) As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- d) A asserção I é uma proposição falsa e a asserção II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.

Barras de aço comprimidas

Diálogo aberto

Caro aluno, um fator primordial no dimensionamento das estruturas é a verificação da capacidade resistente do elemento que será utilizado, garantindo, dessa forma, que se tenha a resistência necessária para suportar os esforços que irão atuar nelas durante a sua vida útil; é comum os engenheiros utilizarem fatores de majoração (coeficientes de segurança) com o objetivo de aumentar a segurança no cálculo de tais elementos. No entanto, é igualmente importante dimensionar a estrutura de forma que se tenha uma estrutura leve e economicamente viável. Nesta seção, iremos aprender como verificar a segurança estrutural dos elementos de aço submetidos ao esforço de compressão.

Para que possamos visualizar a aplicabilidade do conteúdo que iremos estudar, lembre-se de que você é um engenheiro trabalhando no projeto de dimensionamento de um galpão metálico. Um fator que pode ser utilizado para avaliar a viabilidade econômica de um perfil é a determinação do índice de aproveitamento ($i_a = \frac{N_{c, \text{sd}}}{N_{c, \text{Rd}}} \times 100$), que nada mais é do que a relação, em termos percentuais, entre o esforço solicitante e o esforço resistente; quanto maior essa relação, mais econômico será o perfil adotado. Pensando nisso, seu chefe solicitou que você dimensione os pilares de um galpão à compressão, sabendo que o esforço solicitante de cálculo é de 950 kN, o pilar é birrotulado e possui 3,2 metros de comprimento, considerando a utilização de um perfil laminado de seção transversal tipo I (W 310 x 52) em aço MR-250 e buscando um índice de aproveitamento superior a 80%.

Dessa forma, é importante refletir sobre como determinar a resistência à compressão de um perfil metálico? Quais fatores geométricos e de materiais devem ser levados em consideração?

Para realizar essa tarefa, você terá de conhecer os critérios para a determinação da resistência à compressão de um perfil em aço, assim como as diferenças de dimensionamento existentes quando se utiliza um perfil laminado ou um perfil soldado. Por isso, vamos apresentar para você conceitos importantes sobre o comportamento das barras de aço submetidas a compressão, flambagem global, flambagem local e os critérios de cálculo de barras de aço comprimidas.

Preparado para aprender tanta coisa nova? Vamos lá?

Os elementos metálicos comprimidos axialmente são comumente encontrados em pilares nos quais as vigas se ligam por meio de rótulas, componentes de vigas e pilares treliçados, sistemas de contraventamentos, entre outros. Diferentemente dos elementos tracionados, cujo esforço de tração tende a retificar as barras, reduzindo o efeito de curvatura inicial, o esforço de compressão tem a tendência de acentuar esse efeito, causando a flambagem por flexão, o que reduz a capacidade de suportar os esforços solicitantes.

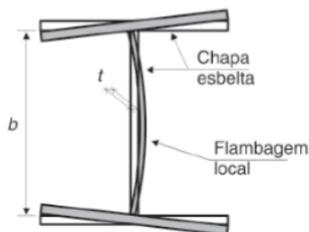
Nas barras axialmente comprimidas, podem ocorrer dois estados limites últimos, sendo que um dos modos de colapso é a instabilidade da barra como um todo (flambagem global), para o qual devem-se levar em conta as influências das condições de contorno, da curvatura inicial da barra e das tensões residuais, e o outro modo de colapso é a flambagem local dos elementos componentes da seção transversal (da alma ou das mesas), para o qual levam-se em consideração as influências das condições de contorno desses elementos e das tensões residuais.

Para que os estados limites últimos não ocorram, deve-se atender à condição $N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$, em que $N_{c,Sd}$ corresponde ao esforço solicitante de cálculo a compressão e $N_{c,Rd}$ corresponde ao esforço resistente de cálculo a compressão, sendo este dado por $N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$, em que χ representa o fator de redução associado à flambagem global, Q representa o fator de redução associado à flambagem local, A_g corresponde à área bruta da seção transversal, f_y representa a tensão limite de escoamento do aço e γ_{a1} corresponde ao coeficiente de ponderação da resistência, sendo igual a 1,10.

A flambagem local corresponde ao fenômeno no qual uma ou mais placas componentes de uma barra comprimida flambam (mesa ou alma), ocorrendo a formação de semiondas longitudinais sem alterar a posição média do eixo longitudinal. Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, podem ser vinculados em apenas uma borda longitudinal, a outra borda é livre, sendo chamados de elementos “apoia-dos-livre” ou simplesmente de elementos “AL”, no entanto, podem também ser vinculados nas duas bordas longitudinais, sendo chamados de elementos “apoia-dos-apoiados” ou simplesmente de elementos “AA” (Figura 4.10).

No dimensionamento estrutural, a possibilidade de flambagem local é considerada por meio do fator de redução, Q , aplicado à resistência do elemento, sendo que $Q = Q_a \times Q_s$, em que Q_a corresponde ao fator de redução relacionado aos elementos AA e Q_s corresponde ao fator de redução relacionado aos elementos AL.

Figura 4.10 | Flambagem local da mesa e da alma



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

A flambagem local não irá ocorrer nos elementos com relação largura/espessura (b/t) reduzida, ou seja, que não ultrapasse o valor de $(b/t)_{lim}$. A Tabela F.1 no Anexo F da NBR 8800 (ABNT, 2008) apresenta os valores limites para a flambagem local de diferentes seções (Figuras 4.11 e 4.12). Nos casos em que todos os elementos componentes da seção transversal, AA e AL, possuem $b/t \leq (b/t)_{lim}$, $Q_a = 1,00$ e $Q_s = 1,00$. Se a seção possui apenas elementos AL, assume-se que $Q_a = 1,00$ e $Q_s = Q_s$, se a seção possui apenas elementos AA, assume-se que $Q_s = 1,00$ e $Q_a = Q_a$. Para os casos em que $b/t > (b/t)_{lim}$ deve-se determinar os valores de Q_a e/ou Q_s .

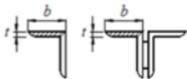
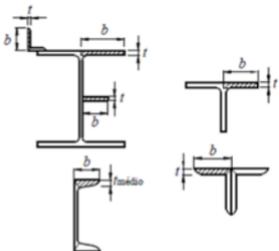
Nos elementos AA, o valor de Q_a é dado por $Q_a = A_{ef}/A_g$, em que A_{ef} corresponde à área efetiva dada pela equação $A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$, em que A_g representa a área bruta da seção, b e t a largura e espessura do elemento AA, respectivamente e b_{ef} a largura efetiva, dada pela equação empírica $b_{ef} = 1,92t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{c_a}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$, em que c_a é um coeficiente igual a 0,38 para mesas ou almas de seções tubulares retangulares e 0,34 para todos os outros elementos e σ , de forma conservadora, pode ser tomado igual a f_y .

Figura 4.11 | Elementos AA - $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	— Mesas ou almas de seções tubulares retangulares		$1,40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
		— Lameias e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas		
	2	— Almas de seções I, H ou U — Mesas ou almas de seção-cabão — Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1		$1,49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: ABNT (2008, p. 128).

Figura 4.12 | Elementos AL – $(b/t)_{lim}$

Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travessamento		$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	Mesas de seções I, H, T ou U laminadas Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas		$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H, T ou U soldadas ^a		$0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
	6	Almas de seções T		$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

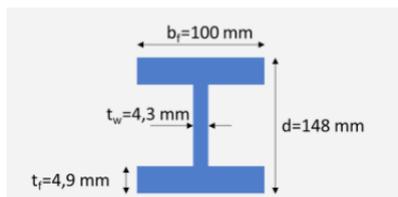
Fonte: ABNT (2008, p. 128).



Exemplificando

Considere o perfil W150x13 (Figura 4.13) em aço MR 250 ($f_y = 25 \text{ kN/cm}^2$) com $d = 148 \text{ mm}$, $b_f = 100 \text{ mm}$, $t_f = 4,9 \text{ mm}$, e $t_w = 4,3 \text{ mm}$. Analise a seção transversal e determine se irá ocorrer a flambagem local da alma.

Figura 4.13 | Seção transversal perfil W150x13



Fonte: elaborada pelo autor.

Para solucionar essa questão, é preciso determinar a relação largura/espessura (b/t) e comparar com o valor de $(b/t)_{lim}$ da Figura 4.13.

Logo, $b/t = h/t_w = (d - 2t_f)/t_w = (148 - 2 \times 4,9)/4,3 = 32,14$.

Como o perfil W150x13 possui seção transversal tipo I, na Figura 4.11, temos que $(b/t)_{\text{lim}} = 1,49\sqrt{E/f_y} = 1,49\sqrt{20000/25} = 42,14$.

Dessa forma, $b/t \leq (b/t)_{\text{lim}}$, logo, não ocorrerá a flambagem da alma e $Q_s = 1,00$.



Refleta

O aço é um material que possui uma elevada resistência mecânica, logo, é possível fabricar elementos com seções reduzidas e elevada esbeltez. Como essas características podem influenciar no dimensionamento estrutural?

No caso dos elementos “AL”, a NBR 8800 (ABNT, 2008) estabelece uma formulação para a determinação do valor de Q_s de acordo com o grupo ao qual a seção pertence (Figura 4.11 na segunda coluna). Por exemplo, para os elementos pertencentes ao grupo 4, temos que:

$$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \text{ para } 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}},$$

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \text{ para } \frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}.$$

Já para os elementos pertencentes ao grupo 5, temos que:

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}} \text{ para } 0,64 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$$

$$Q_s = \frac{0,90Ek_c}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \text{ para } \frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}, \text{ onde o coeficiente } k_c \text{ é dado por}$$

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76.$$



Dica

A formulação para os demais grupos pode ser encontrada na Biblioteca Virtual, nas páginas 126 e 127 da NBR 8800 (ABNT, 2008) e no capítulo 5 do livro de Pfeil e Pfeil (2014).

Saiba mais sobre os elementos estruturais metálicos, o item 3.6.2 do trabalho de conclusão de curso abaixo indicado.

- GUANABARA, M. K. **Dimensionamento de estruturas metálicas:** rotina computacional para seleção de perfis metálicos. 2010. 85 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil).

A flambagem global é representada pelo fator de redução adimensional χ , que é determinado em função do índice de esbelteza reduzido, λ_0 . Sendo que:

$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 > 1,5$$

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2}, \text{ se } \lambda_0 \leq 1,5$$

Em que o índice de esbelteza reduzido é dado por $\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$, sendo este dependente do valor da força axial de flambagem elástica, N_e , sendo que deve-se procurar o menor valor de N_e , que permitirá chegar ao maior valor de esbelteza reduzida e, conseqüentemente, aos menores valores de χ e, portanto, da força de compressão resistente de projeto.

Quando a força axial de compressão em uma barra de eixo perfeitamente reto atinge um determinado valor, a barra se torna encurvada, em um fenômeno conhecido como flambagem por flexão. A partir dessa configuração, a barra não consegue suportar mais acréscimos de força.

Se uma barra reta, birrotulada, constituída de material homogêneo e elástico, isento de tensões residuais, estiver submetida a uma força de compressão centrada, o valor da força que causa flambagem será $N_e = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$, em que E corresponde ao módulo de elasticidade do material, I representa o momento de inércia da seção em relação ao eixo de flexão, L representa o comprimento da coluna e K corresponde ao coeficiente de flambagem dado na Tabela E.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Como as condições de contorno mostradas na Figura 4.14 são teóricas, ou seja, rótula e engastamento perfeitos dificilmente são reproduzidas na prática, um engastamento real permite uma pequena rotação o que faz com que a carga de flambagem da barra se reduza, dessa forma, devem ser utilizados os valores recomendados de K_x ou K_y .

Figura 4.14 | Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

Tabela E.1 — Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas				
		Rotação livre, translação impedida				
		Rotação impedida, translação livre				
		Rotação e translação livres				

Fonte: ABNT (2008, p. 125).

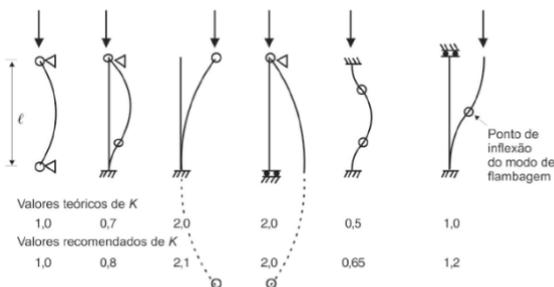
O menor valor de N_e deve ser pesquisado a partir dos possíveis modos de flambagem global de uma barra, sendo que, nas seções duplamente simétricas, a flambagem global pode ocorrer por flexão em relação ao eixo x , por flexão em relação ao eixo y ou por flexo-torção.



Assimile

O comprimento de flambagem por flexão de uma barra com quaisquer condições de contorno pode ser entendido como sendo o comprimento real de uma barra birrotulada de mesma rigidez EI e mesma carga de flambagem elástica. Dessa forma, o comprimento de flambagem é a distância entre dois pontos de inflexão, na barra flambada, distância esta correspondente a uma barra birrotulada.

Figura 4.15 | Comprimento de flambagem



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).

Vale ressaltar que os valores do coeficiente de flambagem K apresentados na Tabela E.1 da NBR 8800 são para elementos isolados. Nas barras comprimidas pertencentes a subestruturas de contraventamento e nos elementos contraventados, com a análise estrutural realizada segundo as prescrições dessa norma, pode-se tomar K igual a 1,0.

Para flambagem em torno do eixo central de inércia em x , a carga de flambagem é dada por $N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(k_x L_x)^2}$, para flambagem elástica em torno do eixo central de inércia em y , a carga de flambagem é dada por $N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L_y)^2}$, e para a flambagem por torção pura em relação ao eixo longitudinal z , é dado pela equação $N_{ez} = \frac{1}{r_0^2} \left[\frac{\pi^2 EC_w}{(k_z L_z)^2} + GJ \right]$, em que E representa o módulo de elasticidade

longitudinal, G representa o módulo de elasticidade transversal, J representa a constante de torção da seção transversal, C_w a constante de empenamento da seção transversal e r_0 representa o raio de giração polar da seção transversal dado por $r_0 = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 + y_0^2)}$, sendo r_x e r_y os raios de giração em torno de x e y , respectivamente, x_0 e y_0 a distância do centro geométrico ao centro de cisalhamento na direção dos eixos centrais x e y , respectivamente.

De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), o coeficiente de flambagem por torção, k_z , deve ser tomado igual a:

- 2, para barras com rotação e empenamento impedidos em uma extremidade e esses dois deslocamentos livres na outra extremidade;
- 1, para barras com empenamento livre e rotação impedida em ambas as extremidades;
- 0,7, para elementos com rotação e empenamento impedidos em uma extremidade e rotação impedida e empenamento livre na outra extremidade;
- 0,5, para barras com rotação em torno do eixo longitudinal e empenamento impedidos nas duas extremidades.

De acordo com Pfeil e Pfeil (2014), em perfis laminados I, H ou perfis compostos com seção celular, a flambagem por flexão produz cargas críticas menores que os outros tipos de flambagem, não havendo, portanto, necessidade de verificar flambagem por torção ou por flexotorção, de forma geral, a flambagem por torção não interfere nas construções metálicas usuais. Dessa forma, para as seções duplamente simétricas, só é necessário

verificar a possibilidade de flambagem por torção pura se a seção for aberta e tiver constante de empenamento nula, ou a barra possui comprimento de flambagem por torção superior ao comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo de menor momento de inércia, independentemente da forma da seção transversal.

No estado limite de serviço, as barras devem ser verificadas quanto ao índice de esbeltez, sendo este limitado a 200, logo, $\lambda = \frac{KL}{i} \leq 200$; essa verificação é necessária uma vez que os elementos comprimidos são, geralmente, bastantes esbeltos, e dessa forma, são sensíveis às variações nas imperfeições iniciais, além de serem flexíveis e estarem expostos às vibrações.

Agora que você já aprendeu como dimensionar os elementos comprimidos de aço, você já pode solucionar o problema de dimensionamento do pilar do galpão metálico no qual você vem trabalhando.

Sem medo de errar

Dando prosseguimento ao projeto, você precisa dimensionar um pilar submetido ao esforço de compressão e determinar seu índice de aproveitamento. Você viu que o índice de aproveitamento é dado pela relação, em termos percentuais, entre o esforço solicitante e o esforço resistente ($i_a = \frac{N_{c, Sd}}{N_{c, Rd}} \times 100$), sendo que o esforço normal solicitante e de cálculo é de 950 kN, logo, será necessário determinar o esforço resistente de cálculo para, em seguida, determinar o índice de aproveitamento. Sabendo que o perfil utilizado é o W 310 x 52 em aço MR-250, pilar birrotulado de 3,2 metros de comprimento. Os dados da seção transversal são mostrados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 | Propriedades geométricas do perfil W 310 x 52

A	d	bf	tw	tf	I _x	r _x	I _y	r _y	C _w	J
(cm ²)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ⁴)	(cm)	(cm ⁶)	(cm ⁴)
67	317	167	7,6	13,2	11909	13,33	1026	3,91	236422	31,81

Fonte: <https://www.gerdau.com/br/pt/productservices/products/Document%20Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf>. Acesso em: 12 dez. 2018.

Inicialmente determinaremos o fator de redução relacionado à flambagem local, Q .

Para o elemento AA, $b/t = h/t_w = (d - 2t_f)/t_w = (317 - 2 \times 13,2)/7,6 = 38,24$. Como o perfil W possui seção transversal tipo I, na Figura 4.8, temos que $(b/t)_{lim} = 1,49 \sqrt{E/f_y} = 1,49 \sqrt{20000/25} = 42,14$. Dessa forma $b/t \leq (b/t)_{lim}$, logo, não ocorrerá a flambagem local da alma e $Q_a = 1,00$.

Para o elemento AL, $b/t = (b_f/2)/t_f = (167/2)/13,2 = 42,14$. Como o perfil W é laminado, da Figura 4.9, temos que $(b/t)_{\text{lim}} = 0,56\sqrt{E/f_y} = 0,56\sqrt{20000/25} = 15,84$. Dessa forma $b/t \leq (b/t)_{\text{lim}}$, logo, não ocorrerá a flambagem local da mesa e $Q_s = 1,00$. Consequentemente, $Q = 1,0$.

Com relação à flambagem global, temos que determinar a carga de flambagem com relação aos eixos x e y, não sendo necessário verificação de torção (eixo z). Como o pilar é birrotulado, da Figura 4.11, temos

$$\text{que } k_x = k_y = 1,0. \text{ Portanto, } N_{ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(k_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 11909}{(1 \times 320)^2} = 22956 \text{ kN e}$$

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(k_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 \times 20000 \times 1026}{(1 \times 320)^2} = 1977,8 \text{ kN como } N_e \text{ equivale ao menos dos dois}$$

valores, temos que $N_e = 1977,8 \text{ kN}$.

O índice de esbeltez reduzido é dado por $\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_s f_y}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 67 \times 25}{1977,8}} = 0,92$. Como $\lambda_0 \leq 1,5$, logo, o fator de redução com relação à flambagem global é dado por

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0,658^{0,92^2} = 0,7017. \text{ Portanto, o } N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_s f_y}{\gamma_{a1}} = \frac{0,7017 \times 1 \times 67 \times 25}{1,1} = 1068,5 \text{ kN}.$$

Dessa forma, já podemos determinar o índice de aproveitamento do perfil, sendo

$$i_a = \frac{N_{c,Rd}}{N_{c,Sd}} \times 100 = \frac{950}{1068,5} \times 100 = 88,91\%.$$

Portanto, o perfil possui resistência suficiente para absorver os esforços solicitantes apresentando uma eficiência de 88,91%.

Após concluir o estudo desta seção, você está preparado para aplicar o conhecimento dos critérios de dimensionamento na definição dos elementos estruturais comprimidos em aço.

Avançando na prática

Verificação do estado limite de serviços em barras de aço comprimidas

Descrição da situação-problema

Você é um engenheiro calculista que está trabalhando no projeto de dimensionamento dos elementos do sistema de pilares de uma edificação em estrutura metálica. Você já realizou a verificação dos elementos no estado limite último e constatou que o perfil utilizado atende à especificação quanto à segurança estrutural do prédio, no entanto, você ainda precisa verificar se o prédio estará exposto a vibrações e deslocamento excessivos devido às

dimensões dos elementos, para isso, considere um elemento comprimido de 3,2 m de comprimento, birrotulado, com raio de giração em torno de x de 13,33 cm e raio de giração em torno de y de 3,91 cm.

Resolução da situação-problema

Para avaliarmos os deslocamento e vibrações excessivas, é necessário verificar a segurança da estrutura no estado limite de serviço. De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), é preciso atender à seguinte inequação, com relação ao índice de esbelteza da estrutura, $\lambda = \frac{KL}{r} \leq 200$. Para determinarmos o maior índice de esbelteza, considerando o mesmo comprimento de flambagem, devemos utilizar o menor raio de giração, neste caso, em relação a y, dessa forma, temos que $\lambda = \frac{KL}{r} = \frac{1 \times 320}{3,91} = 81,84 \leq 200$. Portanto, o elemento atende aos requisitos de segurança quanto ao estado limite de serviço.

Faça valer a pena

1. Com relação ao dimensionamento de barras comprimidas, analise as afirmativas a seguir e marque (V) para verdadeiro e (F) para falso:

- () Na flambagem local, devem-se levar em conta as influências das condições de contorno, da curvatura inicial da barra e das tensões residuais.
- () O esforço de compressão tem a tendência de acentuar o efeito de curvatura inicial da barra, causando a flambagem por flexão, o que reduz a capacidade de suportar os esforços solicitantes.
- () No dimensionamento estrutural, a possibilidade de flambagem local é considerada por meio de um fator de redução.
- () Na flambagem global dos elementos componentes da seção transversal, levam-se em consideração as influências das condições de contorno desses elementos e das tensões residuais.

Assinale a alternativa que apresenta a sequência correta, de cima para baixo:

- a) F, V, F, V.
- b) F, V, V, F.
- c) V, F, V, F.
- d) F, V, F, F.
- e) V, V, F, V

2. Considerando o processo de dimensionamento de barras comprimidas de acordo com norma NBR 8800 (ABNT, 2008), julgue os itens a seguir:

- I. Nos casos em que todos os elementos componentes da seção transversal, AA e AL, possuem $b/t \leq (b/t)_{lim}$, $Q_a = 1,00$ e $Q_s = 1,00$.
- II. Para todos os perfis laminados, a flambagem por torção ou por flexotorção produz valores de flambagem críticos que precisam ser verificados.
- III. O índice de esbelteza reduzido depende do valor da força axial de flambagem elástica, sendo que o menor valor de N_e permitirá chegar ao maior valor de esbelteza reduzida e, conseqüentemente, aos menores valores do fator de redução relativo à flambagem global.

Dentre as asserções acima, está correto o que se afirma em:

- a) I, apenas.
- b) I e III, apenas.
- c) I e II, apenas.
- d) III, apenas.
- e) I, II e III

3. Leia as seguintes asserções, considerando o que foi estudado sobre o dimensionamento das barras de aço comprimidas.

I. À medida que a força axial de compressão em uma barra de eixo perfeitamente reto atinge um determinado valor, a barra se torna encurvada, em um fenômeno conhecido como flambagem por flexão.

Dessa forma:

II. Nas barras comprimidas pode ocorrer a formação de semiondas longitudinais sem alterar a posição média do eixo longitudinal, caracterizando a flambagem local.

Analise as asserções e em seguida marque a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições falsas.
- b) A asserção I é uma proposição verdadeira e a asserção II é uma proposição falsa.
- c) As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- d) A asserção I é uma proposição falsa e a asserção II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.

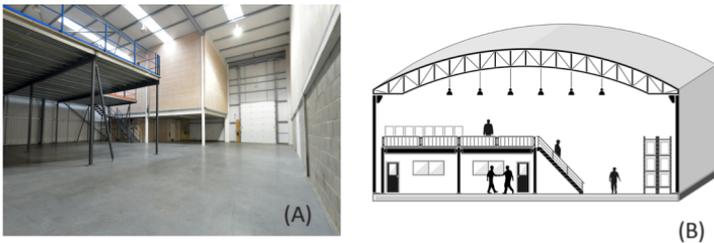
Barras de aço fletidas

Diálogo aberto

Caro aluno, as estruturas metálicas estão presentes em diversas edificações executadas pelos engenheiros no dia a dia da construção civil. Devido à sua versatilidade de aplicação e excelentes características de resistência, é muito importante que os engenheiros saibam dimensioná-las corretamente, garantindo, dessa forma, a segurança estrutural necessária, bem como a qualidade e viabilidade financeira do empreendimento.

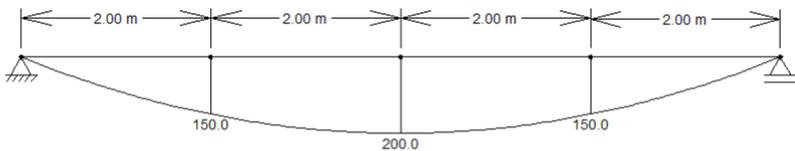
Estamos próximos de concluir o dimensionamento do galpão em estrutura metálica no qual estamos trabalhando. Neste momento, seu chefe solicitou que você dimensione as vigas do mezanino (similar ao apresentado na Figura 4.16) que será instalado no interior do galpão. O mezanino tem dimensões de 8,0 m x 8,0 m, com escada de aço para acesso. As vigas principais serão em perfil I laminado (W530x82) em aço MR 250, que estão submetidas a um carregamento linearmente distribuído de 25 kN/m com diagrama de momento fletor solicitante de cálculo, conforme mostrado na Figura 4.16. Você precisa verificar se a resistência desse perfil é suficiente para suportar a sollicitação atuante sobre a viga.

Figura 4.16 | Estrutura metálica para mezanino. (A) Foto de um mezanino no interior de um galpão. (B) Ilustração de um mezanino no interior de um galpão



Fonte: iStock.

Figura 4.17 | Viga biapoiaada (Momento em kNm)



Fonte: elaborada pelo autor.

Para que você possa realizar essa tarefa, você precisará saber os procedimentos estabelecidos na NBR 8800 (ABNT, 2008) para o dimensionamento de barras submetidas ao momento fletor e esforço cortante, que é o caso das vigas biapoiadas. Sendo assim, nesta última seção, você será apresentado aos principais conceitos de vigas metálicas em perfil aberto e treliçado, assim como os critérios de cálculo de estruturas submetidas ao momento fletor e ao esforço cortante.

Vamos em frente?

Não pode faltar

As vigas são estruturas que estão submetidas ao esforço de flexão e trabalham como elementos, geralmente, horizontais de transmissão de cargas para os pilares ou outros elementos da estrutura, como até mesmo outras vigas. A Figura 4.18-a mostra uma transmissão de carga viga-viga com uma ligação do tipo flexível, já a Figura 4.18-b mostra uma transmissão de carga viga-pilar com uma ligação do tipo rígida.

Figura 4.18 | Transmissão de cargas em vigas metálicas. (a) Transmissão de carga viga-viga. (b) Transmissão de carga viga-pilar



(a)



(b)

Fonte: iStock.

As vigas são normalmente executadas com perfis tipo I (Figura 4.19-a) fletidos em relação ao eixo de maior momento de inércia (eixo x), sendo que os perfis mais adequados são aqueles com maior inércia em torno do eixo de flexão, ou seja, com as massas mais afastadas do eixo neutro. Por motivos econômicos, busca-se concentrar massa nas mesas, aumentando a sua espessura e reduzindo a espessura da alma, obtendo-se assim maior inércia. As seções mais comuns utilizadas como elementos de viga são as do tipo I e U laminados, perfis tipo I soldados, ou ainda perfis compostos como o duplo I, duplo U aberto ou duplo U fechado.

Outra configuração comumente utilizada para as vigas em estruturas metálicas é o sistema treliçado (Figura 4.19-b), em que os perfis são produzidos em segmentos de comprimento limitado, o que reduz a possibilidade

de ocorrência de flambagem, além disso, as treliças estão, de forma geral, submetidas apenas a esforços axiais. As principais aplicações das vigas treliçadas em aço são em coberturas de edificações industriais, estádios de futebol, aeroportos, etc., devido a sua excelente capacidade de vencer grandes vãos, além da utilização em contraventamentos de edifícios e em estruturas de pontes.

Figura 4.19 | Tipos de vigas metálicas. (a) Viga de perfil aberto tipo I. (b) Viga treliçada



Fonte: iStock.

O dimensionamento das vigas é realizado por meio da verificação no estado limite último quanto ao momento fletor e à força cortante, e com relação ao estado limite de serviço, verificando a flecha e a vibração excessiva e comparando com os valores aceitáveis.

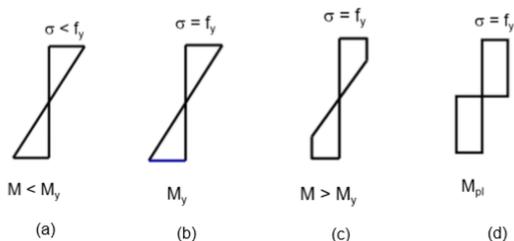
Com relação ao momento fletor, o colapso pode acontecer por meio da plastificação total da seção transversal, da flambagem da viga como um todo (flambagem lateral com torção – FLT) ou da flambagem local de um ou mais elementos comprimidos da seção transversal (flambagem local da alma – FLA ou flambagem local da mesa – FLM).

O fenômeno de plastificação total da seção transversal ocorre com o aumento do carregamento atuante sobre a viga e, conseqüentemente, das tensões na seção transversal. Para entender esse fenômeno, considere uma viga biapoiada submetida a um carregamento linearmente distribuído atuando sobre toda a viga, dessa forma, de acordo com o diagrama de esforços solicitantes, o máximo momento estará atuando na seção transversal no meio da viga. Considere a hipótese de que esta viga não pode sofrer instabilidade global ou local e que o carregamento é crescente com o tempo.

No início do carregamento (Figura 4.20-a), as tensões (σ) se distribuem de forma linear, em comportamento perfeitamente elástico, onde a máxima tensão atuante na seção é inferior à tensão limite de escoamento (f_y). Ao aumentarmos o carregamento (Figura 4.20-b), as tensões permanecem em distribuição linear, comportamento completamente elástico, até que o momento atinge o momento fletor correspondente ao início do escoamento (M_y), quando a tensão na fibra mais distante da linha neutra atinge a tensão

limite de escoamento. Prosseguindo com o carregamento, o escoamento vai se espalhando das fibras externas, mais distante da linha neutra, para o interior da seção transversal, dessa forma, as partes mais externas da seção transversal encontram-se plastificadas, submetidas a tensões constantes (f_y), e a parte interna encontra-se ainda em comportamento elástico, com diagrama linear (Figura 4.20-c). Continuando com o carregamento, toda a seção transversal de momento máximo se plastifica (Figura 4.20-d), caracterizando a resistência máxima da viga quando se atinge o momento de plastificação (M_{pl}).

Figura 4.20 | Plastificação da seção transversal



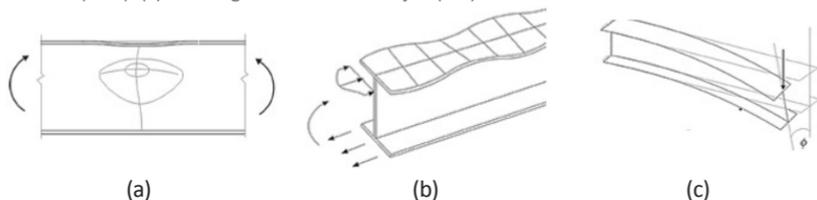
Fonte: adaptado de Silva (2012, p. 56).

O momento fletor correspondente ao início do escoamento é dado por $M_y = W \times f_y$, em que W é o módulo de resistência elástico da seção transversal com relação ao eixo de flexão. Já o momento de plastificação é dado por $M_{pl} = Z \times f_y$, em que Z representa o módulo de resistência plástico da seção.

A flambagem local da alma e da mesa (FLA e FLM), Figura 4.20-a e Figura 4.20-b, respectivamente, está relacionada à perda de estabilidade das chapas comprimidas que formam o perfil, sendo verificada por meio da esbelteza (λ) da seção. Quanto à ocorrência da flambagem local, as seções transversais das vigas podem ser classificadas em seção compacta, quando $\lambda \leq \lambda_p$, seção semicompacta, quando $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ e seção esbelta, quando $\lambda > \lambda_r$. Em que λ_p representa a esbelteza limite para seções compactas e λ_r , a esbelteza limite para seções semicompactas. O Anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008, p. 130) nos mostra o processo para determinação do momento resistente em vigas de alma não esbeltas, para o caso de vigas de alma esbeltas deve-se utilizar para o cálculo o Anexo H da referida norma.

A flambagem lateral com torção, FLT (Figura 4.21-c), se relaciona com a perda de equilíbrio da viga no plano principal de flexão, passando a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção. No caso da FLT, de acordo com Pfeil e Pfeil (2014), a viga pode ser classificada em viga curta ($\lambda \leq \lambda_p$), viga intermediária ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$) e viga longa ($\lambda > \lambda_r$).

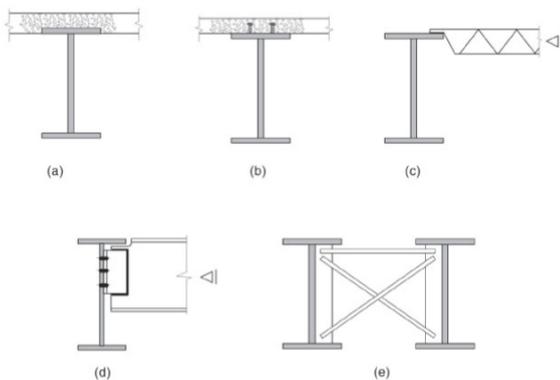
Figura 4.21 | Colapso de barras fletidas. (a) Flambagem local da alma (FLA). (b) Flambagem local da mesa (FLM). (c) Flambagem lateral com torção (FLT)



Fonte: adaptado de Pfeil e Pfeil (2014, [s/p]).

A FLT é caracterizada por deformações laterais da parte comprimida da seção de um elemento submetido a flexão, que pode ser vista como uma barra comprimida continuamente travada pela parte tracionada que não apresenta a tendência de deformações laterais, em função disso, as deformações laterais na parte comprimida provocam também a rotação da seção transversal, sendo que a FLT pode ser evitada se o deslocamento lateral da parte comprimida for impedido por meio da instalação de disposições construtivas de contenção lateral, como o envolvimento da mesa comprimida em laje de concreto (Figura 4.22-a), ou a ligação da mesa à laje por meio de conectores (Figura 4.22-b) ou a instalação de apoios laterais por meio de quadros transversais, treliças de contraventamento, entre outros (Figura 4.22 – c, d, e).

Figura 4.22 | Contenção lateral de vigas



Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, [s.p.]).



Refleta

Na prática, geralmente as vigas são executadas com perfil tipo I que possui baixa resistência a torção, dessa forma, como podemos conter lateralmente uma viga? Quais elementos construtivos podem ser utilizados com esse intuito?

A verificação da segurança em barras fletidas é dada por $M_{sd} \leq M_{Rd}$, em que M_{sd} corresponde ao momento fletor solicitante de cálculo, M_{Rd} corresponde ao momento fletor resistente de cálculo, sendo este o menor dos valores verificados quanto a FLA, FLM e FLT. Além disso, a NBR 8800 (ABNT, 2008) determina que, para assegurar a validade da análise elástica, o momento fletor resistente de cálculo da seção não deve ser maior que $M_{Rd} \leq 1,5 \frac{W \times f_y}{\gamma_{a1}}$, em que W representa o módulo de resistência elástico mínimo da seção transversal da barra em relação ao eixo de flexão, f_y representa o limite de escoamento do aço e γ_{a1} o coeficiente de ponderação da resistência, sendo este igual a 1,10.

O momento resistente de cálculo, M_{Rd} , para FLA, FLM e FLT é dado de acordo com o tipo de seção, sendo que, para seções compactas ou vigas curtas ($\lambda \leq \lambda_p$), $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, para seções semicompactas ou vigas intermediárias ($\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$), $M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ e para seções esbeltas ou vigas longas ($\lambda > \lambda_r$), $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

O parâmetro C_b , chamado de fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, é calculado apenas para a FLT, uma vez que o momento fletor varia ao longo do comprimento destravado. Para FLA e FLM deve-se considerar C_b igual a 1,0, para FLT C_b será maior ou igual a 1,0, sendo

$$\text{determinada por meio da expressão } C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0,$$

exceto para trechos em balanço, em que C_b será igual a 1,0. Os momentos M_{\max} , M_A , M_B e M_C representam o valor, em módulo, no comprimento destravado, do momento fletor máximo solicitante de cálculo, do momento na seção situada a um quarto do comprimento destravado, do momento na seção central do comprimento destravado e do momento na seção situada a três quartos do comprimento destravado, respectivamente.

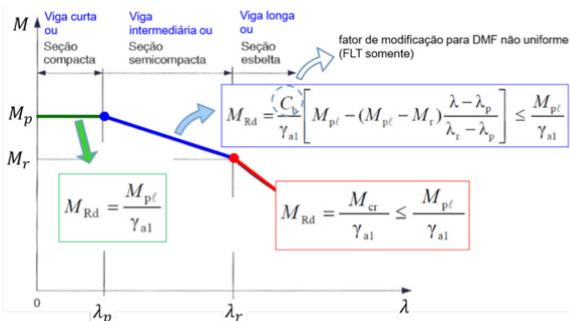


Assimile

O momento resistente de cálculo das vigas é determinado de acordo com a esbelteza da seção (λ), sendo que a metodologia de cálculo é igual para a FLA, FLM e FLT. Ou seja, para uma determinada viga, deve ser verificada a possibilidade de ocorrência da FLA, o que nos dará um momento resistente para FLA ($M_{Rd,FLA}$), a possibilidade de ocorrência da FLM, o que nos dará um momento resistente para FLM ($M_{Rd,FLM}$), da mesma forma, deve ser verificada a ocorrência da FLT, nos dando um ($M_{Rd,FLT}$), sendo que o momento resistente de cálculo será o menor

dos momentos calculados $M_{Rd} = \text{menor} (M_{Rd,FLA}, M_{Rd,FLM}, M_{Rd,FLT})$. A Figura 4.23, nos mostra, graficamente, o processo de determinação do momento fletor resistente de cálculo.

Figura 4.23 | Determinação do momento resistente de cálculo



Fonte: Leão e Aragão (2013, p. 7).

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0,5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ para seções com um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas a curvatura reversa, e igual a 1,0 em todos os demais casos, sendo I_{yc} o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria e I_y o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria.

Os parâmetros M_r , M_{cr} , λ , λ_p e λ_r são estabelecido na Tabela G.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008), sendo determinados de acordo com o tipo de seção e o eixo de flexão. A Tabela 4.3 mostra os valores desses parâmetros para seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia. Para outras seções, verificar a Tabela G.1 da NBR 8800 (ABNT, 2008 p. 134).

Tabela 4.3 | Parâmetros para seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia.

Estado limite	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
FLT	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 4	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
FLM	$(f_y - \sigma_r)W$ Ver nota 4	Ver nota 2	$\frac{b}{t}$ Ver nota 3	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
FLA	$f_y \times W$	Viga de alma esbelta (Anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: adaptado de NBR 8800 (ABNT, 2008 p. 134)

As notas relacionadas à Tabela 4.3 são as seguintes:

$$1. \quad \lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y \times J}}{r_y \times J \times \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times C_w \times \beta_1^2}{I_y}}}; \quad M_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E \times I_y}{I_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J \times L_b^2}{C_w}\right)}$$

Em que C_w equivale à constante de empenamento, J representa o

momento de torção e $\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{E \times J}$.

$$2. \quad \text{Para perfis laminados: } \lambda_r = 0,83 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)}}; \quad M_{cr} = \frac{0,69 \times E W}{\lambda^2}$$

$$\text{Para perfis soldados: } \lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}; \quad M_{cr} = \frac{0,90 \times E \times k_c W}{\lambda^2}$$

Em que $k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, sendo $0,35 \leq k_c \leq 0,76$

3. b/t é a relação entre largura e espessura da mesa parcial ou totalmente comprimida do perfil (para seções I e H, b é a metade da largura total da mesa de seções, e para seções U, a largura total da mesa).

4. A tensão residual de compressão nas mesas e dada por $\sigma_r = 0,3 \times f_y$.

Com relação ao esforço cortante, deve-se considerar o estado limite último de escoamento e flambagem por cisalhamento dos elementos resistentes, sendo que para seções I, H e U considera-se que apenas a alma resiste ao esforço de cisalhamento, desprezando-se a contribuição das mesas, nesse caso, a força

cortante resistente de cálculo, V_{rd} , é dada por $V_{rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$ para $\lambda \leq \lambda_p$, $V_{rd} = \frac{\lambda_p V_{pl}}{\lambda \gamma_{a1}}$ para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ e $V_{rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$ para $\lambda > \lambda_r$.

Em que, $\lambda = \frac{h}{t_w}$, $\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$, $\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}}$, $k_v = 5,0$ para almas sem enrijecedores transversais, para $\frac{a}{h} > 3$ ou para $\frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2$ e $k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$ para todos

os demais casos, sendo (a) igual à distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores adjacentes, (h) a altura da alma e (t_w) a espessura da alma.

A força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, V_{pl} , é dada por $V_{pl} = 0,6 A_w f_y$, em que a área efetiva de cisalhamento, A_w , é dada por $A_w = d \times t_w$ em que d é a altura total da seção transversal.



Exemplificando

Considere uma viga sem enrijecedores transversais de 6 metros de comprimento submetida a uma força cortante máxima de cálculo de 135 kN. Sabendo que o perfil utilizado é o W310x52, cujas informações geométricas são dadas na Tabela 4.4. Verifique a segurança da viga quanto a força cortante.

Tabela 4.4 | Dados geométricos do perfil W310x52

d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
317	167	7,6	13,2

Fonte: GERDAU (2018, p. 2).

Primeiramente, vamos determinar o valor de λ :

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2 \times t_f}{t_w} = \frac{317 - 2 \times 13,2}{7,6} = 38,2, \text{ depois determinamos } \lambda_p, \text{ como}$$

a viga não possui enrijecedores transversais de alma $k_v = 5,0$,

logo, $\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 1,10 \sqrt{\frac{5 \times 20000}{25}} = 69,6$. Sendo assim, $\lambda \leq \lambda_p$, não

sendo necessário calcular o λ_r , pois $V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}}$, como $V_{pl} = 0,6 A_w f_y$

com $A_w = d \times t_w$, temos que, $A_w = 31,7 \times 0,76 = 24,1 \text{ cm}^2$, logo

$$V_{pl} = 0,6 \times 24,1 \times 25 = 361,5 \text{ kN}. \text{ Portanto } V_{Rd} = \frac{361,5}{1,10} = 328,6 \text{ kN}.$$

Como $V_{Sd} = 135 \text{ kN} < V_{Rd} = 328,6 \text{ kN}$ a viga está segura.



Dica

Para aprimorar os seus conhecimentos acerca do dimensionamento das vigas, recomenda-se as seguintes leituras.

- PFEIL, W.; PFEIL, M. Estruturas de aço: dimensionamento prático de acordo com a NBR 880:2008. ed. 8. [Reimpr.]. Cap. 6 e 8. Rio de Janeiro: LTC, 2014.
- CARLI, A.; PRAVIA, Z.M.C. Dimensionamento de vigas esbeltas mistas para obras de arte rodoviárias. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016. Rio de Janeiro, 2016. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPE, 2016.

Agora que você já tem todas as informações para o dimensionamento dos elementos de vigas, vamos resolver uma situação real, dimensionando o mezanino do galpão metálico?

Sem medo de errar

Lembre-se de que o seu chefe solicitou que você verifique a segurança da viga do mezanino quanto ao momento fletor, sabendo que o aço utilizado é o MR 250, o que significa que a tensão limite de escoamento, f_y , é de 25 kN/cm^2 e o perfil é o W530x82, cujas informações geométricas necessárias ao cálculo podem ser encontradas nas *Tabelas de perfis da Gerdau* (Gerdau, 2018), conforme mostrado na Tabela 4.5. Sendo a viga biapoiada,

o comprimento destravado, L_b , será igual a 8 metros. Será necessário então verificar o momento fletor resistente de cálculo para a FLA, FLM e FLT conforme formulação mostrada na Tabela 4.3.

Tabela 4.5 | Dados geométricos do perfil W530x82

d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	W_x (cm ³)	Z_x (cm ³)	I_y (cm ⁴)	r_y (cm)	C_w (cm ⁶)	$J = I_T$ (cm ⁴)
528	209	9,5	13,3	1802	2059	2028	4,41	1340255	51,23

Fonte: GERDAU (2018, p. 2).

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f}{t_w} = \frac{528 - 2 \times 13,3}{9,5} = \frac{501,4}{9,5} = 52,78$$

$$\lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,35$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, logo, $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ como $M_{pl} = Z \times f_y$,

temos que $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{2059 \times 25}{1,10} = 46795 \text{ kNcm}$

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{209/2}{13,3} = \frac{104,5}{13,3} = 7,86$$

$$\lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,75$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$ a seção é compacta, logo, $M_{Rd} = M_{pl} / \gamma_{a1} = 46795 \text{ kNcm}$.

FLT

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{800}{4,41} = 181,4;$$

$$\lambda_p = 1,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,78$$

Da nota 1 temos, $\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{I_y \times J}}{r_y \times J \times \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times C_w \times \beta_1^2}{I_y}}}$ com $\sigma_r = 0,3 \times f_y$ e

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_x}{E \times J} = \frac{(f_y - 0,3 f_y) W_x}{E \times J} = \frac{0,7 f_y W_x}{E \times J} = \frac{0,7 \times 25 \times 1802}{20000 \times 51,23} = 0,03078,$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \sqrt{2028 \times 51,23}}{4,41 \times 51,23 \times 0,03078} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 1340255 \times 0,03078^2}{2028}}} = 146,30$$

Portanto $\lambda > \lambda_r$, a seção é esbelta, logo, $M_{Rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$

Da nota 1 temos $M_{cr} = \frac{C_b \times \pi^2 \times E \times I_y}{L_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J \times L_b^2}{C_w} \right)}$, calculando C_b temos

que $C_b = \frac{12,5M_{\max}}{2,5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3,0$, os valores dos momentos estão

no diagrama da Figura 4.18 e $R_m = 1,0$, pois a seção é simétrica, portanto

$$C_b = \frac{12,5 \times 200}{2,5 \times 200 + 3 \times 150 + 4 \times 200 + 3 \times 150} = 1,14 \leq 3,0 .$$

$$\text{Logo, } M_{cr} = \frac{1,14 \times \pi^2 \times 20000 \times 2028}{800^2} \sqrt{\frac{1340255}{2028} \left(1 + 0,039 \frac{51,23 \times 800^2}{1340255} \right)}$$

$$M_{cr} = 25624 \text{ kNcm} , \text{ como } M_{Rd} = M_{cr} / \gamma_{a1} = 25624 / 1,10 = 23294 \text{ kNcm} .$$

Como o momento resistente será o menor encontrado para FLA, FLM ou FLT, o momento resistente é de 23294 kN.cm. Comparando com o limite da norma, temos que $M_{Rd} \leq 1,5(1802 \times 25 / 1,10) = 61432 \text{ kNcm}$, logo atende.

No entanto, $M_{Sd} = 200 \text{ kNm} < M_{Rd} = 232,94 \text{ kNm}$, significa que a estrutura está segura.

Com isso você pôde aplicar seus conhecimentos sobre os critérios de dimensionamento de elementos fletidos aprendidos nesta seção.

Vamos praticar mais um pouco, analisando um problema de vigas de piso em perfil soldado de aço?

Avançando na prática

Vigas de piso em perfil soldado de aço

Descrição da situação-problema

Você é um consultor estrutural que foi chamado para determinar a resistência ao momento fletor de uma viga metálica instalada em um piso de um edifício residencial. Ao chegar ao prédio, você verificou que a viga é de perfil soldado do tipo VS 400x49 em aço ASTM A572 ($f_y = 35 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$), cuja mesa superior foi fixada a uma laje de concreto por meio de conectores. Sendo os dados geométricos do perfil dados na Tabela 4.5, determine o momento resistente de cálculo desta viga.

Tabela 4.6 | Dados geométricos do perfil VS 400x 49

d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	W_x (cm ³)	Z_x (cm)	I_y (cm ⁴)	r_y (cm)	$J = I_T$ (cm ⁴)
400	200	6,3	9,5	870	971	1267	4,52	15

Fonte: Pfeil e Pfeil (2014, Tabela A8.3, [s.p.]).

Resolução da situação-problema

Para determinar o momento resistente de cálculo desta viga, é necessário verificar a FLA e FLM. A FLT não precisa ser verificada, uma vez que a mesa comprimida se encontra fixada por meio de conectores à laje de concreto, o que impede que ocorra a FLT. Dessa forma, temos:

FLA

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{d - 2t_f}{t_w} = \frac{400 - 2 \times 9,5}{6,3} = \frac{381}{6,3} = 60,5 ; \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 90,53$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, sendo, $M_{pl} = Z_x \times f_y = 971 \times 34,5 = 33499,5$ kNcm ,

logo, $M_{Rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{33499,5}{1,10} = 30454$ kNcm

FLM

$$\lambda = \frac{b}{t} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{200/2}{9,5} = 10,53 ; \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38 \sqrt{\frac{20000}{34,5}} = 9,15 .$$

Da nota 2, temos que, para perfis soldados $\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$, sendo

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} = \frac{4}{\sqrt{381/6,3}} = 0,51 , \text{ devendo obedecer o intervalo } 0,35 \leq k_c \leq 0,76 . \text{ Logo,}$$

$$\lambda_r = 0,95 \sqrt{\frac{20000}{(34,5 - 0,3 \times 34,5)/0,51}} = 19,52 .$$

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$, $M_{Rd} = \frac{C_b}{\gamma_{a1}} \left[M_{pl} - (M_{pl} - M_r) \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right] \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$.

Como C_b igual a 1,0 (para FLA e FLM) e da Tabela 4.2, temos que $M_r = (f_y - \sigma_r)W = (34,5 - 0,3 \times 34,5) \times 870 = 21010,5$ kNcm ,

$$M_{Rd} = \frac{1,0}{1,10} \left[33499,5 - (33499,5 - 21010,5) \frac{10,53 - 9,15}{19,52 - 9,15} \right] = 28943 \text{ kNcm} .$$

Portanto o momento resistente de cálculo da viga é de 289,43 kNm.

1. Com relação ao dimensionamento de barras de aço fletidas, analise as afirmativas a seguir e marque (V) para verdadeiro e (F) para falso:

- () O colapso da viga, com relação ao momento fletor, pode ocorrer devido à plastificação total da seção transversal, da flambagem local ou da viga como um todo.
- () A plastificação total da seção transversal ocorre com o aumento do carregamento atuante sobre a viga e, conseqüentemente, das tensões na seção transversal.
- () A FLA (flambagem local da alma) se relaciona com a perda de equilíbrio da viga no plano principal de flexão.
- () A FLM (flambagem local da mesa) está relacionada à perda de estabilidade das chapas comprimidas que formam o perfil.

Assinale a alternativa que apresenta a seqüência correta, de cima para baixo:

- a) F - F - V - F
- b) F - V - V - V
- c) V - F - V - V
- d) V - V - F - V
- e) F - F - F - V

2. De acordo com a NBR 8800 (ABNT, 2008), as vigas podem ser classificadas conforme a influência da flambagem local sobre o momento fletor resistente. Considere uma viga de aço, cujo perfil é o VS 800 x 111 ($d = 800 \text{ mm}$; $t_w = 8 \text{ mm}$; $b_f = 320 \text{ mm}$; $t_f = 12,5 \text{ mm}$) em aço ASTM A572 ($f_y = 345 \text{ MPa} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$).

Assinale a alternativa que apresenta a classe correta quanto a flambagem local da alma do perfil de aço VS 800 x 111.

- a) Compacta.
- b) Curta.
- c) Semicompacta.
- d) Intermediária.
- e) Esbelta.

3. Leia as seguintes asserções, considerando o que foi estudado sobre o dimensionamento das barras de aço fletidas.

I. A FLT (flambagem lateral com torção) pode ser evitada impedindo-se o deslocamento lateral da parte comprimida da seção transversal.

PORQUE

II. A parte comprimida da seção de um elemento submetido a flexão pode ser entendido como uma barra comprimida continuamente travada pela parte tracionada. Como a parte tracionada não apresenta a tendência de deformações laterais, as deformações laterais na parte comprimida provocam também a rotação da seção transversal.

Análise as asserções e em seguida marque a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são proposições falsas.
- b) A asserção I é uma proposição verdadeira e a asserção II é uma proposição falsa.
- c) As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- d) A asserção I é uma proposição falsa e a asserção II é uma proposição verdadeira.
- e) As asserções I e II são proposições verdadeiras e a II é uma justificativa da I.

Referências

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 8800** – Projetos de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 2008.
- BADKE NETO, A.; FERREIRA, W.G. **Dimensionamento de elementos de perfis de aço laminados e soldados**: com exemplos numéricos. ed. 3. Vitória: GSS, 2016.
- CARLI, A.; PRAVIA, Z.M.C. Dimensionamento de vigas esbeltas mistas para obras de arte rodoviárias. CONGRESSO BRASILEIRO DE PONTES E ESTRUTURAS, 9., 2016, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPE, 2016. Disponível em: <http://www.abpe.org.br/trabalhos2016/70.pdf>. Acesso em: 27 dez. 2018. p. 1-12.
- GERDAU. **Cantoneiras de abas iguais Gerdau**. Disponível em: <https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/barras-e-perfis-lamina-cantoneira.pdf>. Acesso em: 2 dez. 2018.
- GERDAU. **Perfis estruturais Gerdau** – Tabela de bitolas. Disponível em: <https://www.gerdau.com/br/pt/productsservices/products/Document%20Gallery/perfil-estrutural-tabela-de-bitolas.pdf>. Acesso em: 27 dez. 2018.
- INSTITUTO AÇO BRASIL. **Manual de construção em aço**: ligações em estruturas metálicas. v. 1. ed. 4. Rio de Janeiro: IABr/CBCA, 2011. Disponível em: <http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/publicacoes-manuais.php>. Acesso em: 30 out. 2018.
- LEÃO, M.; ARAGÃO, M. **Estruturas metálicas** – Dimensionamento segundo a NBR-8800:2008-Vigas em flexão simples. IME, 2013. Disponível em: http://aquarius.ime.eb.br/~moniz/metallica/estruturas_metalicas_2013_6.pdf. Acesso em: 26 dez. 2018.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 880:2008. ed. 8. [Reimpr.]. Rio de Janeiro: LTC, 2014. Disponível em: <<https://integrada.minhabiblioteca.com.br/#/books/978-85-216-2818-7/cfi/6/10!/4/16@0:7.74>>. Acesso em: 30 out. 2018.
- PINHEIRO, A. C. F. B. **Estruturas metálicas**: cálculos, detalhes, exercícios e projetos. ed. 2. Reimpr.]. São Paulo: Blucher, 2005.
- QUEIROZ, G.; VILELA, P.M.L. **Ligações, regiões nodais e fadiga de estrutura de aço**. Belo Horizonte: Código Editora, 2012.
- SILVA, V. P. **Dimensionamento de estruturas de aço**. São Paulo: USP, 2012. Disponível em: https://edisciplinas.usp.br/pluginfile.php/110863/mod_resource/content/0/apostila2012.pdf. Acesso em: 26 dez. 2018.

ISBN 978-85-522-1388-8



9 788552 213888 >