

Walter Pfeil • Michèle Pfeil

N.Cham. 624.1821 P527e 8. ed.

Autor: Pfeil, Walter

Título: Estruturas de aço : dimensionamento prático



252720

244953

UTFPR BibEco

Nº Pat.:231802

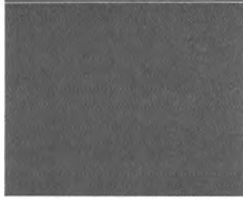
Estruturas de Aço

Dimensionamento Prático de Acordo com a
NBR 8800:2008

8^a
edição



LTC



Estruturas de Aço

Dimensionamento Prático



Estruturas de Aço **Dimensionamento Prático**

8.ª Edição

WALTER PFEIL

*Professor Catedrático de Pontes e Grandes Estruturas da
Escola Politécnica — Universidade Federal do Rio de Janeiro*

MICHÈLE PFEIL

*Professora Associada da
Escola Politécnica — Universidade Federal do Rio de Janeiro*

Os autores e a editora empenharam-se para citar adequadamente e dar o devido crédito a todos os detentores dos direitos autorais de qualquer material utilizado neste livro, dispondo-se a possíveis acertos caso, inadvertidamente, a identificação de algum deles tenha sido omitida.

Não é responsabilidade da editora nem dos autores eventuais danos ou perdas a pessoas ou bens que tenham origem no uso desta publicação.

Direitos exclusivos para a língua portuguesa

Copyright © 2009 by

LTC — Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.

Uma editora integrante do GEN | Grupo Editorial Nacional

Reservados todos os direitos. É proibida a duplicação ou reprodução deste volume, no todo ou em parte, sob quaisquer formas ou por quaisquer meios (eletrônico, mecânico, gravação, fotocópia, distribuição na internet ou outros), sem permissão expressa da Editora.

Travessa do Ouvidor, 11


Rio de Janeiro, RJ — CEP 20040-040

Tel.: 21-3543-0770 / 11-5080-0770

Fax: 21-3543-0896

ltc@grupogen.com.br

www.ltceditora.com.br

Editoração Eletrônica:  Diagrama Ação - Produção Editorial Ltda.

6.ª edição: 1995 – Reimpressões: 1996, 1997 (duas) e 1999

7.ª edição: 2000 – Reimpressões: 2001, 2004, 2005, 2007, 2008 e 2010

CIP-BRASIL. CATALOGAÇÃO-NA-FONTE
SINDICATO NACIONAL DOS EDITORES DE LIVROS, RJ.

P627e

8.ed.

Pfeil, Walter

Estruturas de aço : dimensionamento prático / Walter Pfeil, Michèle Pfeil. - 8.ed. -
Rio de Janeiro : LTC, 2009.

Inclui bibliografia e índice

ISBN 978-85-216-1611-5

1. Aço - Estruturas. 2. Aço - Estruturas - Normas. I. Pfeil, Michèle. II. Título.

08-4811.

CDD: 624.1821

CDU: 624.014

Prefácio à 8.^a Edição

O presente trabalho destina-se aos estudantes dos cursos elementares de estruturas de aço e também aos engenheiros projetistas.

Os assuntos abordados são introduzidos com uma breve apresentação dos conceitos teóricos e dos desenvolvimentos em pesquisa que fundamentam os procedimentos adotados atualmente no projeto de estruturas de aço de edificações. Os critérios de projeto são apresentados focalizando-se a norma brasileira NBR 8800/2008 e, em alguns casos, referindo-se às normas americana AISC e europeias EUROCODE 3 e EUROCODE 4. Todos os capítulos incluem uma série de problemas resolvidos, em ordem crescente de dificuldade e com aplicações práticas dos critérios de projeto expostos no texto. Cada assunto é encerrado com uma série de problemas propostos e/ou perguntas para reflexão e verificação de assimilação de conteúdo.

O Capítulo 1 constitui uma ampla introdução ao estudo de estruturas de aço envolvendo aspectos referentes a propriedades mecânicas dos aços, produtos siderúrgicos, sistemas estruturais para edificações em aço e métodos de projeto de estruturas. Os Capítulos 2, 5, 6 e 7 abordam o projeto de elementos estruturais de aço sob diversas solicitações simples ou combinadas, enquanto o Capítulo 10 trata de vigas mistas de aço e concreto. Os Capítulos 3 e 4 enfocam, respectivamente, o cálculo de ligações parafusadas e soldadas simples e o Capítulo 9 apresenta aplicações de ligações em estruturas. No Capítulo 3 há referências históricas a ligações com rebites que podem ser úteis em caso de verificação de estruturas antigas. Alguns aspectos de análise estrutural são abordados nos Capítulos 7, em relação a edificações de muitos andares, 8, dedicado a estruturas treliçadas, e 11, sobre análise plástica de vigas. A obra é completada por um conjunto de tabelas (Anexos), cujos dados numéricos são utilizados na solução dos problemas.

Este texto pode ser utilizado como livro-texto em cursos de graduação em Engenharia Civil. Para um curso introdutório de quatro horas semanais em um semestre letivo, são indicados os Capítulos 1 a 7 e 10. Neste caso, os temas apresentados nos itens 6.2.3 a 6.2.5, 6.3.4 a 6.3.8, 7.4 e 7.5, 10.2.6 a 10.3.2 podem ser abordados de forma conceitual, sem o detalhamento das formulações para dimensionamento.

Esta edição foi revisada, atualizada e ampliada, destacando-se no Capítulo 1 a inclusão de uma seção referente a sistemas estruturais para edificações em aço, e no Capítulo 7, a abordagem do projeto de hastes com extremidades deslocáveis e de sistemas de contraventamento.

Os autores agradecem à equipe da LTC Editora encarregada da revisão dos manuscritos pelo cuidadoso trabalho realizado. Apesar dos melhores esforços dos autores, do editor e dos revisores, é inevitável que surjam erros no texto. Assim, são bem-vindas as comunicações de usuários sobre correções ou sugestões referentes ao conteúdo ou de caráter pedagógico que auxiliem o aprimoramento de edições futuras. Encorajamos e antecipadamente agradecemos os comentários dos leitores, que podem ser encaminhados à LTC — Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda., editora integrante do GEN | Grupo Editorial Nacional, no endereço: Travessa do Ouvidor, 11 — Rio de Janeiro, RJ — CEP 20040-040 ou ao endereço eletrônico ltc@grupogen.com.br.

Finalmente, agradecemos a Mariette Schubert Pfeil, a quem dedicamos este livro, pelo apoio e compreensão constantes.

Rio de Janeiro, outubro de 2008

*Walter do Couto Pfeil
Michèle Schubert Pfeil*

Notações

Minúsculas Romanas

- a — Comprimento, distância; espaçamento entre enrijecedores.
- b — Largura de uma chapa; largura de mesa comprimida de uma viga; lado do filete de solda.
- b_e — Largura efetiva da laje em viga mista; largura efetiva de placa enrijecida em flambagem local.
- b_f — Largura de mesa em vigas I.
- c — Distância da face externa da mesa ao ponto da alma em que se inicia a transição para a mesa (início do arredondamento em perfis laminados; do cordão de solda em vigas soldadas compostas de chapas).
- d — Diâmetro nominal do conector (diâmetro do fuste).
- d' — Diâmetro do furo de uma chapa.
- e — Excentricidade da carga referida ao centro de gravidade da seção.
- f — Resistência do material a tração ou compressão.
- f_c — Tensão resistente à compressão com flambagem.
- f_{ck} — Resistência característica à compressão do concreto.
- f_{el} — Tensão limite de proporcionalidade ou de elasticidade do aço.
- f_{yk} — Resistência à ruptura característica do aço; no texto usamos a notação simplificada $f_{ak} = f_{\sigma}$.
- f_v — Tensão de escoamento a cisalhamento $\cong 0,6 f_y$.
- f_w — Tensão resistente do metal da solda.
- f_{yx} — Tensão limite do escoamento do aço; no texto usamos a notação simplificada $f_y = f_{yx}$.
- g — Carga permanente.
- h — Altura total de uma viga.
- h_c — Espessura da laje de concreto em viga mista.
- h_w — Altura da alma tomada igual a h_0 em perfis soldados e a h_0 menos os trechos de transição das mesas para a alma em perfis laminados.
- h_0 — Distância entre as faces internas das mesas de viga.
- i — Raio de giração.
- i_l — Raio de giração mínimo de um perfil isolado de coluna múltipla.
- i_x — Raio de giração, referido ao eixo x .
- i_y — Raio de giração, referido ao eixo y .
- k — Coeficiente.
- ℓ — Comprimento, vão (pode-se também usar L).
- ℓ_b — Distância entre pontos de contenção lateral de uma viga.
- ℓ_{fl} — Comprimento de flambagem de uma haste.
- q — Carga transitória.
- r — Raio, raio de curvatura.
- t — Espessura de uma chapa; espessura mínima de filete de solda (na garganta do filete).
- t_0 — Espessura da chapa de alma de uma viga. Usa-se também t_w .

t_f	— Espessura de mesa de viga I.
x_g, y_g	— Coordenadas do centro de gravidade.
y_c	— Distância do bordo comprimido à linha neutra.
y_{inf}	— Distância do bordo inferior à linha neutra.
y_{sup}	— Distância do bordo superior à linha neutra.
y_i	— Distância do bordo tracionado à linha neutra.
z	— Coordenada, braço de alavanca interno.

Maiúsculas Romanas

A	— Área da seção transversal de uma haste.
A_f	— Área de mesa de viga I.
A_g	— Área bruta.
A_m	— Área do metal-base.
A_n	— Área líquida de uma peça com furos ou entalhes; área da seção do núcleo de uma haste rosqueada.
A_w	— Área efetiva de solda; área efetiva de cisalhamento; área da alma de viga I.
A_{fl}	— Área da alma de viga I.
C_b	— Fator de modificação da resistência à flexão para diagrama não uniforme de momento fletor.
C_r	— Coeficiente de redução para determinação de área líquida efetiva em peças tracionadas.
C_v	— Razão entre a tensão crítica de flambagem elástica (τ_{fe}) e a tensão de escoamento a cisalhamento (f_v).
E	— Módulo de elasticidade (módulo de Young); para o aço tomado igual a 200000 MPa.
E_c	— Módulo de elasticidade do concreto.
E_s	— Módulo de elasticidade do aço.
F	— Força aplicada a uma estrutura.
G	— Carga permanente, centro de gravidade, módulo de deformação transversal.
I	— Momento quadrático de uma área referido ao eixo que passa no centro de gravidade (comumente denominado momento de inércia).
K	— Coeficiente de flambagem ($I_{fl} = KI$).
L	— Comprimento, tramo de uma viga.
M	— Momento fletor.
M_d	— Momento solicitante de projeto.
M_{dres}	— Momento resistente de projeto.
M_p	— Momento de plastificação total da seção.
M_x, M_y	— Momento fletor referido aos eixos x e y , respectivamente.
M_y	— Momento que inicia a plastificação da seção.
N	— Esforço normal.
N_{cr}	— Carga crítica.
Q	— Fator de redução da resistência devido à flambagem local.
R	— Reação, esforço.
R_d	— Resistência de cálculo = R_n/γ_m
R_n	— Resistência nominal.
S	— Momento estático. Esforço solicitante.
S_d	— Esforço solicitante de projeto.
T	— Momento de torção.

- V — Esforço cortante.
- W — Módulo elástico de resistência da seção.
- W_c — Módulo de resistência referido ao bordo comprimido.
- W_t — Módulo de resistência referido ao bordo tracionado.
- Z — Módulo plástico de resistência da seção.

Minúsculas Gregas

- α — Coeficiente de dilatação térmica do aço $\alpha = 1,2 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; relação E_s/E_c entre módulos de elasticidade do aço e do concreto.
- γ — Coeficiente de segurança; peso específico do material; para aço $\gamma = 77 \text{ kN/m}^3$.
- δ — Deslocamento, flecha.
- ε — Deformação unitária $\varepsilon = \Delta\ell/\ell_0$.
- λ — Parâmetro de esbeltez de coluna.
- λ_b — Esbeltez de placa de largura b e espessura $t = b/t$.
- μ — Coeficiente de atrito.
- ν — Coeficiente de deformação transversal (coeficiente de Poisson); para o aço admitido $\nu = 0.3$.
- σ_b — Tensão normal de compressão devida à flexão.
- σ_c — Tensão normal de compressão.
- σ_{cr} — Tensão crítica.
- σ_r — Tensão residual em perfis laminados ou soldados (tomada igual a $0,3 f_y$).
- σ_t — Tensão normal de tração.
- τ — Tensão de cisalhamento.
- φ — Coeficiente de fluência.

Alfabeto Grego

Pronúncia	Grafia		Pronúncia	Grafia	
	Minúsculas	Maiúsculas		Minúsculas	Maiúsculas
alfa	α	A	ni	ν	N
beta	β	B	csi	ξ	Ξ
gama	γ	Γ	ômicron	\omicron	O
delta	δ	Δ	pi	π	Π
epsílon	ϵ	E	rô	ρ	P
dzeta	ζ	Z	sigma	σ	Σ
eta	η	H	tau	τ	T
teta	θ	Θ	ipsílon	υ	Y
iota	ι	I	fi	φ	Φ
capa	κ	K	qui	χ	X
lambda	λ	Λ	psi	ψ	Ψ
mi	μ	M	ômega	ω	Ω

Siglas

AASHTO	— American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	— Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	— American Institute of Steel Construction
AIISI	— American Iron and Steel Institute
ARXXX	— Designação para aço de alta resistência em $f_y = \text{XXX MPa}$
ASD	— Allowable Stress Design
ASTM	— American Society for Testing and Materials
AWS	— American Welding Society
EUROCODE	— Conjunto de normas europeias para projetos estruturais e geotécnicos de obras civis
LRFD	— Load and Resistance Factor Design
MR XXX	— Aço de média resistência $f_y = \text{XXX MPa}$
NBR	— Norma brasileira

Sistemas de Unidades

Tradicionalmente, os cálculos de estabilidade das estruturas eram efetuados no sistema MKS (metro, quilograma-força, segundo).

Por força dos acordos internacionais, o sistema MKS foi substituído pelo “Sistema Internacional de Unidades SI”, que difere do primeiro nas unidades de força e de massa.

No sistema MKS, a unidade de força denominada quilograma-força (kgf) é o peso da massa de um quilograma, vale dizer, é a força que produz, na massa de um quilograma, a aceleração da gravidade ($g \cong 9,8 \text{ m/s}^2$).

No sistema SI, a unidade de força, denominada Newton (N), produz na massa de um quilograma a aceleração de 1 m/s^2 . Resultam as relações:

$$\begin{aligned}1 \text{ kgf} &= 9,8 \text{ N} \cong 10 \text{ N} \\1 \text{ N} &= 0,102 \text{ kgf}\end{aligned}$$

Utilizam-se correntemente os múltiplos quilonewton (kN) e meganewton (MN):

$$\begin{aligned}1 \text{ kN} &= 10^3 \text{ N} \cong 100 \text{ kgf} \cong 0,10 \text{ tf} \\1 \text{ MN} &= 10^6 \text{ N} \cong 100 \times 10^3 \text{ kgf} \cong 100 \text{ tf} \\1 \text{ tf} &= \text{uma tonelada-força}\end{aligned}$$

Sumário

1. INTRODUÇÃO 1

- 1.1 Definições 1
- 1.2 Notícia Histórica 2
- 1.3 Processo de Fabricação 6
- 1.4 Tipos de Aços Estruturais 9
 - 1.4.1 Classificação 9
 - 1.4.2 Aços-carbono 9
 - 1.4.3 Aços de baixa liga 10
 - 1.4.4 Aços com tratamento térmico 11
 - 1.4.5 Padronização ABNT 11
 - 1.4.6 Nomenclatura SAE 11
- 1.5 Ensaio de Tração e Cisalhamento Simples 11
 - 1.5.1 Tensões e deformações 11
 - 1.5.2 Ensaio de tração simples 13
 - 1.5.3 Ensaio de cisalhamento simples 15
- 1.6 Propriedades dos Aços 16
 - 1.6.1 Constantes físicas do aço 16
 - 1.6.2 Ductilidade 16
 - 1.6.3 Fragilidade 16
 - 1.6.4 Resiliência e tenacidade 16
 - 1.6.5 Dureza 17
 - 1.6.6 Efeito de temperatura elevada 17
 - 1.6.7 Fadiga 17
 - 1.6.8 Corrosão 18
- 1.7 Produtos Siderúrgicos Estruturais 19
 - 1.7.1 Tipos de produtos estruturais 19
 - 1.7.2 Produtos laminados 19
 - 1.7.3 Fios, cordoalhas, cabos 22
 - 1.7.4 Perfis de chapa dobrada 22
 - 1.7.5 Ligações de peças metálicas 23
 - 1.7.6 Perfis soldados e perfis compostos 23
- 1.8 Tensões Residuais e Diagrama Tensão-Deformação de Perfis Simples ou Compostos em Aços com Patamar de Escoamento 24
- 1.9 Sistemas Estruturais em Aço 25
 - 1.9.1 Elementos estruturais 25
 - 1.9.2 Sistemas planos de elementos lineares 26
 - 1.9.3 Comportamento das ligações 27
 - 1.9.4 Estruturas apertadas para edificações 27
 - 1.9.5 Sistemas de piso para edificações 31
 - 1.9.6 Galpões industriais simples 32
 - 1.9.7 Sistemas de elementos bidimensionais 32

- 1.10 Métodos de Cálculo 34
 - 1.10.1 Projeto estrutural e normas 34
 - 1.10.2 Estados limites 35
 - 1.10.3 Método das tensões admissíveis 36
 - 1.10.4 Teoria plástica de dimensionamento das seções 37
 - 1.10.5 Método dos estados limites 37
- 1.11 Problemas Resolvidos 45
- 1.12 Problemas Propostos 46

2. PEÇAS TRACIONADAS 47

- 2.1 Tipos Construtivos 47
- 2.2 Critérios de Dimensionamento 49
 - 2.2.1 Distribuição de tensões normais na seção 49
 - 2.2.2 Estados limites últimos e esforços normais resistentes 49
 - 2.2.3 Limitações de esbeltez das peças tracionadas 50
 - 2.2.4 Diâmetros dos furos de conectores 51
 - 2.2.5 Área da seção transversal líquida de peças tracionadas com furos 51
 - 2.2.6 Área da seção transversal líquida efetiva 52
 - 2.2.7 Cisalhamento de bloco 53
- 2.3 Problemas Resolvidos 54
- 2.4 Problemas Propostos 61

3. LIGAÇÕES COM CONECTORES 63

- 3.1 Tipos de Conectores e de Ligações 63
 - 3.1.1 Rebites 63
 - 3.1.2 Parafusos comuns 63
 - 3.1.3 Parafusos de alta resistência 65
 - 3.1.4 Classificação da ligação quanto ao esforço solicitante dos conectores 65
- 3.2 Disposições Construtivas 66
 - 3.2.1 Furação de chapas 66
 - 3.2.2 Espaçamentos dos conectores 68
- 3.3 Dimensionamento dos Conectores e dos Elementos da Ligação 69
 - 3.3.1 Resistência dos aços utilizados nos conectores 69
 - 3.3.2 Tipos de rupturas em ligações com conectores 69
 - 3.3.3 Dimensionamento a corte dos conectores 70
 - 3.3.4 Dimensionamento a rasgamento e pressão de apoio da chapa 70
 - 3.3.5 Dimensionamento a tração dos conectores 71
 - 3.3.6 Dimensionamento a tração e corte simultâneos — fórmulas de interação 72
 - 3.3.7 Resistência ao deslizamento em ligações por atrito 72
 - 3.3.8 Resistência das chapas e elementos de ligação 73
 - 3.3.9 Combinações de conectores 74
- 3.4 Distribuição de Esforços entre Conectores em Alguns Tipos de Ligação 74
 - 3.4.1 Ligação axial por corte 74
 - 3.4.2 Ligação excêntrica por corte 75
 - 3.4.3 Ligação a tração 76
 - 3.4.4 Ligação com corte e tração nos conectores 77
- 3.5 Problemas Resolvidos 78
- 3.6 Problemas Propostos 88

4. LIGAÇÕES COM SOLDA 90

- 4.1 Tipos, Qualidade e Simbologia de Soldas 90
 - 4.1.1 Definição. Processos construtivos 90
 - 4.1.2 Tipos de eletrodos 92
 - 4.1.3 Soldabilidade de aços estruturais 92
 - 4.1.4 Defeitos na solda 92
 - 4.1.5 Controle e inspeção da solda 93
 - 4.1.6 Classificação de soldas de eletrodo quanto à posição do material de solda em relação ao material-base 93
 - 4.1.7 Classificação quanto à posição relativa das peças soldadas 94
 - 4.1.8 Posições de soldagem com eletrodos 94
 - 4.1.9 Simbologia de solda 95
- 4.2 Elementos Construtivos para Projeto 96
 - 4.2.1 Soldas de entalhe 96
 - 4.2.2 Soldas de filete 99
- 4.3 Resistência das Soldas 101
 - 4.3.1 Soldas de entalhe 101
 - 4.3.2 Soldas de filete 102
- 4.4 Distribuição de Esforços nas Soldas 103
 - 4.4.1 Composição dos esforços em soldas de filetes 103
 - 4.4.2 Emendas axiais soldadas 103
 - 4.4.3 Ligação excêntrica por corte 104
 - 4.4.4 Soldas com esforços combinados de cisalhamento e tração ou compressão 105
- 4.5 Combinação de Soldas com Conectores 107
- 4.6 Problemas Resolvidos 107
- 4.7 Problemas Propostos 116

5. PEÇAS COMPRIMIDAS 119

- 5.1 Introdução 119
- 5.2 Flambagem por Flexão 120
- 5.3 Comprimento de Flambagem $\ell_{\text{r}} = k\ell$ 124
 - 5.3.1 Conceito 124
 - 5.3.2 Indicações práticas 124
- 5.4 Critério de Dimensionamento de Hastes em Compressão Simples 126
 - 5.4.1 Fórmula de dimensionamento 126
 - 5.4.2 Tensão nominal resistente f_c 127
 - 5.4.3 Valores limites do coeficiente de esbeltez 127
- 5.5 Flambagem Local 128
 - 5.5.1 Conceito 128
 - 5.5.2 Flambagem da placa isolada 129
 - 5.5.3 Critérios para impedir flambagem local 130
 - 5.5.4 Esforço resistente de hastes com efeito de flambagem local 131
- 5.6 Peças de Seção Múltipla 135
 - 5.6.1 Conceito 135
 - 5.6.2 Critérios de dimensionamento de peças múltiplas 136
- 5.7 Flambagem por Flexão e Torção de Peças Comprimidas 138
- 5.8 Problemas Resolvidos 138
- 5.9 Problemas Propostos 151

6. VIGAS DE ALMA CHEIA 153

- 6.1 Introdução 153
 - 6.1.1 Conceitos gerais 153
 - 6.1.2 Tipos construtivos usuais 154
- 6.2 Dimensionamento a Flexão 154
 - 6.2.1 Momento de início de plastificação M_y e momento de plastificação total M_p 154
 - 6.2.2 Resistência à flexão de vigas com contenção lateral 158
 - 6.2.3 Resistência à flexão de vigas sem contenção lateral contínua. Flambagem lateral 165
 - 6.2.4 Vigas sujeitas à flexão assimétrica 172
 - 6.2.5 Vigas contínuas 173
- 6.3 Dimensionamento da Alma das Vigas 173
 - 6.3.1 Conceitos 173
 - 6.3.2 Tensões de cisalhamento provocadas por esforço cortante 174
 - 6.3.3 Vigas I com um ou dois eixos de simetria, sem enrijecedores transversais intermediários, fletidas no plano da alma 175
 - 6.3.4 Vigas I com um ou dois eixos de simetria, com enrijecedores transversais intermediários, fletidas no plano da alma 178
 - 6.3.5 Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários 179
 - 6.3.6 Resistência e estabilidade da alma sob ação de cargas concentradas 180
 - 6.3.7 Enrijecedores de apoio 183
 - 6.3.8 Contenção lateral das vigas nos apoios 183
- 6.4 Limitação de Deformações 184
- 6.5 Problemas Resolvidos 184
- 6.6 Problemas Propostos 204

7. FLEXOCOMPRESSÃO E FLEXOTRAÇÃO 205

- 7.1 Conceito de Viga-coluna 205
- 7.2 Resistência da Seção 207
- 7.3 Viga-coluna Sujeita à Flambagem no Plano de Flexão 209
- 7.4 Dimensionamento de Hastes à Flexocompressão e à Flexotração 214
- 7.5 Sistemas de Contraventamento 215
 - 7.5.1 Conceitos gerais 215
 - 7.5.2 Dimensionamento do contraventamento de colunas 215
- 7.6 Problemas Resolvidos 219

8. VIGAS EM TRELIÇAS 229

- 8.1 Introdução 229
- 8.2 Trelças Usuais de Edifícios 229
- 8.3 Tipos de Barras de Trelças 231
- 8.4 Tipos de Ligações 231
- 8.5 Modelos Estruturais para Trelças 232
- 8.6 Dimensionamento dos Elementos 233
- 8.7 Problema Resolvido 233

9. LIGAÇÕES – APOIOS 240

- 9.1 Introdução 240
- 9.2 Classificação das Ligações 241
- 9.3 Emendas de Colunas 241
- 9.4 Emendas em Vigas 243
 - 9.4.1 Emendas soldadas 243
 - 9.4.2 Emendas com conectores 244
- 9.5 Ligações Flexíveis 245
- 9.6 Ligações Rígidas 247
- 9.7 Ligações com Pinos 248
- 9.8 Apoios Móveis com Rolos 250
- 9.9 Bases de Colunas 251
- 9.10 Problemas Resolvidos 253

10. VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO 264

- 10.1 Introdução 264
 - 10.1.1 Definição 264
 - 10.1.2 Histórico 265
 - 10.1.3 Conectores de cisalhamento 265
 - 10.1.4 Funcionamento da seção mista 265
 - 10.1.5 Ligação total e ligação parcial a cisalhamento horizontal 268
 - 10.1.6 Retração e fluência do concreto 270
 - 10.1.7 Construções escoradas e não escoradas 270
 - 10.1.8 Vigas mistas sob ação de momento fletor negativo 271
 - 10.1.9 Vigas contínuas e semicontínuas 272
 - 10.1.10 Critérios de cálculo 273
- 10.2 Resistência à Flexão de Vigas Mistas 273
 - 10.2.1 Classificação das seções quanto à flambagem local 273
 - 10.2.2 Largura efetiva da laje 274
 - 10.2.3 Seção homogeneizada para cálculos em regime elástico 275
 - 10.2.4 Relação α entre módulos de elasticidade do aço e do concreto 275
 - 10.2.5 Momento resistente positivo de vigas com seção de aço compacta e com ligação total 278
 - 10.2.6 Resistência à flexão de vigas com seção de aço compacta com ligação parcial 282
 - 10.2.7 Resistência à flexão de vigas com seção de aço semcompacta 283
 - 10.2.8 Construção não escorada 284
 - 10.2.9 Armaduras transversais na laje 284
- 10.3 Dimensionamento dos Conectores 285
 - 10.3.1 Resistência dos conectores pino com cabeça 285
 - 10.3.2 Número de conectores e espaçamento entre eles 286
- 10.4 Verificações no Estado Limite de Utilização 289
- 10.5 Problemas Resolvidos 290

11. ANÁLISE ESTRUTURAL EM REGIME PLÁSTICO 297

- 11.1 Métodos de Análise Estrutural 297
- 11.2 Conceito de Rótula Plástica 298

- 11.3 Análise Estática em Regime Plástico 299
 - 11.3.1 Introdução 299
 - 11.3.2 Carregamento de ruptura em estruturas isostáticas 299
 - 11.3.3 Carregamento de ruptura em estruturas hiperestáticas 300
 - 11.3.4 Teoremas sobre o cálculo da carga de ruptura em estruturas hiperestáticas 301
 - 11.3.5 Limitações sobre a redistribuição de momentos elásticos 304
 - 11.3.6 Condições para utilização de análise estática de vigas em regime plástico 305
- 11.4 Problema Resolvido 305

ANEXOS – TABELAS 307

- A1 Propriedades Mecânicas e Físicas 307
 - A1.1 Constantes Físicas dos Aços 307
 - A1.2 Propriedades Mecânicas dos Ferros Fundido (*cast iron*) e Forjado (*wrought iron*) 307
 - A1.3 Composição Química de Alguns Aços Fabricados no Brasil 308
 - A1.4 Propriedades Mecânicas dos Aços Estruturais Padrão ABNT (NBR 8800:2008) 309
 - A1.5 Propriedades Mecânicas de Alguns Aços Estruturais Padrão ASTM 310
- A2 Tensões Resistentes à Compressão de Acordo com a Norma NBR 8800:2008 311
 - A2.1 Valores da Relação f_c/f_y entre Tensão Resistente à Compressão com Flambagem e Tensão de Escoamento para a Curva de Flambagem da Norma NBR 8800:2008 311
- A3 Chapas de Aço 312
 - A3.1 Chapas — Peso por m² — Bitola em mm 312
 - A3.2 Chapas Grossas — Bitolas em Polegadas 312
- A4 Barras Chatas Laminadas 313
- A5 Parafusos e Pinos Conectores 314
 - A5.1 Parafusos Comuns — Padrão Americano — Aço ASTM A307 ($f_u = 415$ MPa) 314
 - A5.2 Parafusos de Alta Resistência — Padrão Americano — Aço ASTM A325 315
 - A5.3 Parafusos de Alta Resistência — Padrão Americano — Aço ASTM A490 316
 - A5.4 Resistência de Conectores do Tipo Pino com Cabeça, em Laje Maciça Conforme AWS D1.1 (NBR 8800:2008) 316
- A6 Perfis Laminados — Padrão Americano 317
 - A6.1 Perfis H 317
 - A6.2 Perfis I 318
 - A6.3 Perfis U 320
 - A6.4 Cantoneiras — Abas Iguais (64 a 203 mm) 322
 - A6.5 Cantoneiras — Abas Iguais (16 a 51 mm) 324
 - A6.6 Cantoneiras — Abas Desiguais 326
 - A6.7 Trilhos Ferroviários 328
 - A6.8 Perfis W (Tipo I) 329
 - A6.9 Perfis W (Tipo H) e Perfis HP 332
- A7 Perfis Laminados — Padrão Europeu 334
 - A7.1 Perfis I de Abas com Faces Paralelas IPE 334

A7.2	Perfis H de Abas Paralelas Leves HEA	335
A8	Perfis Soldados	336
A8.1	Série CS para Colunas	336
A8.2	Perfis Soldados — Série CVS para Vigas e Colunas	340
A8.3	Perfis Soldados — Série VS para Vigas	344
A9	Tubos Circulares (Aço ASTM A500)	348
A10	Flambagem de Hastes	349
A10.1	Parâmetros de Flexotorção	349
A11	Solda	350
A11.1	Propriedades Geométricas dos Filetes de Solda	350
A12	Módulo Plástico (Z) e Coeficiente de Forma (Z/W) de Seções de Vigas	351

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 352

ÍNDICE 354



Estruturas de Aço

Dimensionamento Prático

Introdução

1.1 | DEFINIÇÕES

As formas mais usuais de metais ferrosos são o aço, o ferro fundido e o ferro forjado, sendo o aço, atualmente, o mais importante dos três.

O aço e o ferro fundido são ligas de ferro e carbono, com outros elementos de dois tipos: elementos residuais decorrentes do processo de fabricação, como silício, manganês, fósforo e enxofre, e elementos adicionados com o intuito de melhorar as características físicas e mecânicas do material denominados elementos de liga.

O aço é a liga ferro-carbono em que o teor de carbono varia desde 0,008% até 2,11% (Chiaverini, 1996). O carbono aumenta a resistência do aço, porém o torna mais frágil. Os aços com baixo teor de carbono têm menor resistência à tração, porém são mais dúcteis. As resistências à ruptura por tração ou compressão dos aços utilizados em estruturas são iguais, variando entre amplos limites, desde 300 MPa até valores acima de 1200 MPa (ver Tabelas A1.1 e A1.4, Anexo A).

Em função da presença, na composição química, de elementos de liga e do teor de elementos residuais, os aços são classificados em *aços-carbono*, que contêm teores normais de elementos residuais, e em *aços-liga*, que são aços-carbono acrescidos de elementos de liga ou apresentando altos teores de elementos residuais.

Do ponto de vista de suas aplicações, os aços podem ser classificados em diversas categorias, cada qual com suas características (Chiaverini, 1996). Por exemplo, dos aços para estruturas são requeridas propriedades de boa ductilidade, homogeneidade e soldabilidade, além de elevada relação entre a tensão resistente e a de escoamento. A resistência à corrosão é também importante só sendo, entretanto, alcançada com pequenas adições de cobre. Para atender a estes requisitos, utilizam-se em estruturas os aços-carbono e os aços em baixo teor de liga ou microligados, ambos os tipos com baixo e médio teores de carbono. A elevada resistência de alguns aços estruturais é obtida por processos de conformação ou tratamentos térmicos.

O ferro fundido comercial contém 2,0% a 4,3% de carbono. Tem boa resistência à compressão (mínimo de 500 MPa), porém a resistência à tração é apenas cerca de 30% da primeira. Sob efeito de choques, mostra-se quebradiço (frágil).

Existem quatro modalidades principais de ferro fundido: cinza, branco, maleável e nodular. O ferro fundido é utilizado em peças de máquinas de forma irregular, bases de motores etc. As peças fundidas com ferro branco, que são duras e quebradiças, podem transformar-se por tratamento térmico em ferro fundido maleável, que apresenta melhor resistência ao impacto e maior trabalhabilidade.

O ferro forjado (*wrought iron*), cuja produção comercial inexistente atualmente, é praticamente um aço de baixo carbono. As pequenas partículas de escória espalhadas na massa do metal se apresentam em forma de fibras, devido às operações de laminação. Estas fibras de escória permitem distinguir o ferro forjado do aço com o mesmo teor de carbono.

1.2 | NOTÍCIA HISTÓRICA

O primeiro material siderúrgico empregado na construção foi o ferro fundido. Entre 1780 e 1820 construíram-se pontes em arco ou treliçadas, com elementos em ferro fundido trabalhando em compressão.

A primeira ponte em ferro fundido foi a de Coalbrookdale, sobre o rio Severn, na Inglaterra. Trata-se de um arco com vão de 30 metros, construído em 1779 (Fig. 1.1).

O ferro forjado já fora utilizado em fins do século XVIII em correntes de barras, formando os elementos portantes das pontes suspensas. Um exemplo notável de emprego de barras de ferro forjado foi a ponte suspensa de Menai, no País de Gales, construída em 1819-1826, com um vão de 175 metros. Devido à boa resistência à corrosão desse metal, várias obras desse tipo ainda hoje se encontram em perfeito estado.

No Brasil, a ponte sobre o rio Paraíba do Sul, Estado do Rio de Janeiro (Figs. 1.2a e 1.2b), foi inaugurada em 1857. Os vãos de 30 metros são vencidos por arcos atirantados, sendo os arcos constituídos de peças de ferro fundido montadas por encaixe e o tirante em ferro forjado.

Em meados do século XIX declinou o uso do ferro fundido em favor do ferro forjado, que oferecia maior segurança. As obras mais importantes construídas entre 1850 e 1880 foram pontes ferroviárias em treliças de ferro forjado. Entretanto, o grande número de acidentes com estas obras tornou patente a necessidade de estudos mais aprofundados e de material de melhores características.

O aço já era conhecido desde a Antiguidade. Não estava, porém, disponível a preços competitivos por falta de um processo industrial de fabricação. O inglês Henry Bessemer inventou, em 1856, um forno que permitiu a produção do aço em larga escala, a partir das décadas de 1860/70. Em 1864, os irmãos Martin desenvolveram um outro tipo de forno de maior capacidade. Desde então, o aço rapidamente substituiu o ferro fundido e o forjado na indústria da construção. O processo Siemens-Martin apareceu em 1867. Por volta de 1880, foram introduzidos os laminadores para barras.

Duas obras típicas dessa época estão mostradas nas Figs. 1.3 e 1.4: o Viaduc de Garabit, no Sul da França, ponte em arco biarticulado, com 165 m de vão e construída por G. Eiffel em 1884, e a Estação Ferroviária Quai d'Orsay, em Paris, inaugurada em 1900. A ponte Firth of Forth, na Escócia, construída em 1890, com seus 521 m de vão, constituiu um recorde mundial (Fig. 1.5).

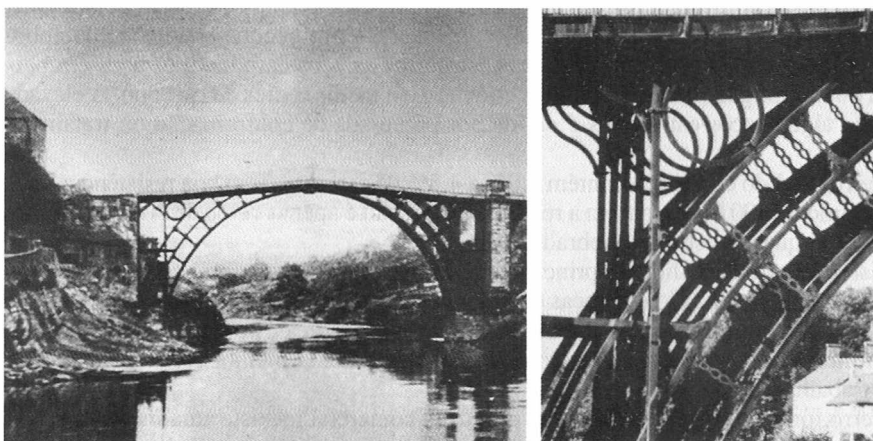


Fig. 1.1 Ponte de Coalbrookdale, sobre o rio Severn na Inglaterra, 1779. Fonte: Petero, T., *The Development of Long-Span Bridge Building*, ETH, 1981.

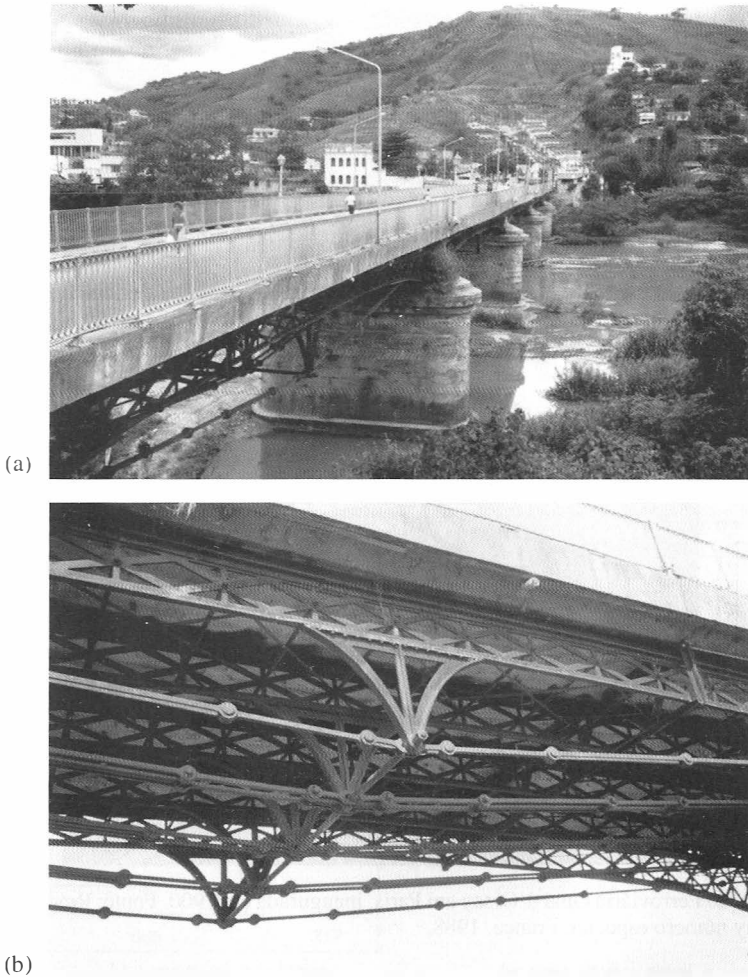


Fig. 1.2 Ponte sobre o rio Paraíba do Sul. Estado do Rio de Janeiro. (a) Vista geral; (b) Detalhe do meio do vão dos arcos atirantados. (Fotos do Autor.)

Até meados do século XX, utilizou-se nas construções quase exclusivamente o aço-carbono com resistência à ruptura de cerca de 370 MPa. Os aços de maior resistência começaram a ser empregados em escala crescente a partir de 1950. Nas décadas de 1960/70, difundiu-se o emprego de aços de baixa liga, sem ou com tratamento térmico. As modernas estruturas de grande porte incorporam aços de diversas categorias, colocando-se materiais mais resistentes nos pontos de maiores tensões.

No Brasil, a indústria siderúrgica foi implantada após a Segunda Guerra Mundial, com a construção da Usina Presidente Vargas da CSN – Companhia Siderúrgica Nacional, em Volta Redonda, no Estado do Rio de Janeiro. O parque industrial brasileiro dispõe atualmente de diversas usinas siderúrgicas, com capacidade de fabricar produtos para estruturas de grande porte. Uma coletânea de edificações metálicas no Brasil, fartamente ilustrada com fotos e desenhos, é apresentada na obra de Dias (1993). Um exemplo histórico é o Edifício Avenida Central, no

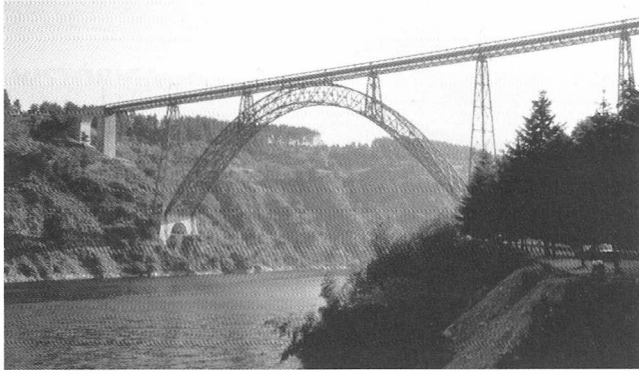


Fig. 1.3 Viaduc de Garabit, Sul da França, com 165 m de vão, construída por G. Eiffel em 1884. (Foto do Autor.)



Fig. 1.4 Estação Ferroviária Quai d'Orsay em Paris, inaugurada em 1900. Fonte: Revista *Connaissance des Arts*, Orsay número especial, França, 1988.



Fig. 1.5 Ponte Firth of Forth, na Escócia, construída em 1890, foi recorde mundial de vão livre: 521 m. (Foto do Autor.)

Rio de Janeiro, primeiro edifício alto em estrutura metálica do Brasil, fabricado e montado pela extinta FEM – Fábrica de Estruturas Metálicas da CSN, em 1961.

Com o desenvolvimento da ciência das construções e da metalurgia, as estruturas metálicas adquiriram formas funcionais e arrojadas, constituindo-se em verdadeiros trunfos da tecnologia. No Brasil podemos citar os vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói (Fig. 1.6), com vãos laterais

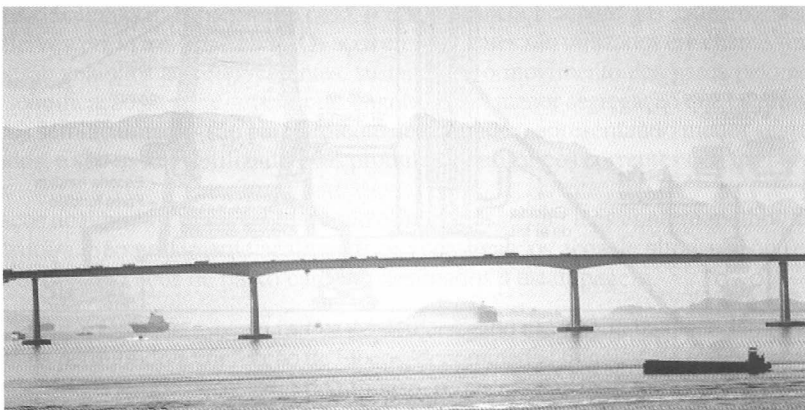
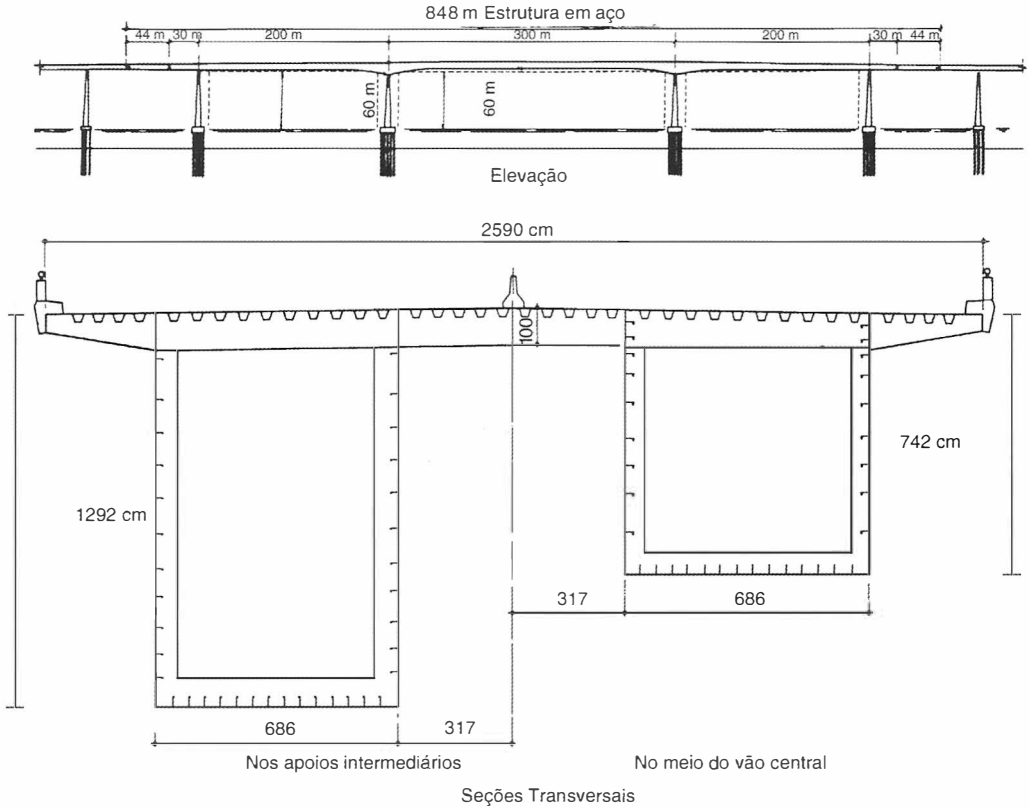


Fig. 1.6 Ponte Rio-Niterói, sobre a Baía da Guanabara, Rio de Janeiro.

de 200 m e vão central de 300 m, recorde mundial em viga reta. Belas ilustrações de importantes pontes de grandes vãos podem ser apreciadas no trabalho de Meyer (1999).

1.3 | PROCESSO DE FABRICAÇÃO

O principal processo de fabricação do aço consiste na produção de ferro fundido no alto-forno e posterior refinamento em aço no conversor de oxigênio. O outro processo utilizado consiste em fundir sucata de ferro em forno elétrico cuja energia é fornecida por arcos voltaicos entre o ferro fundido e os eletrodos.

Em ambos os processos, o objetivo é o refinamento do ferro fundido, ao qual são adicionados elementos de liga para produzir o aço especificado.

Alto-forno. Os metais ferrosos são obtidos por redução dos minérios de ferro nos altos-fornos (Fig. 1.7). Pela parte superior do alto-forno, são carregados minério, calcário e coque. Pela parte inferior do forno, insufla-se ar quente. O coque queima produzindo calor e monóxido de carbono, que reduzem o óxido de ferro a ferro liquefeito, com excesso de carbono. O calcário converte o pó do coque e a ganga (minerais terrosos do minério) em escória fundida.

Pela parte inferior do forno são drenadas periodicamente a liga ferro-carbono e a escória. O forno funciona continuamente. O produto de alto-forno chama-se ferro fundido ou gusa. É uma liga de ferro com alto teor de carbono e diversas impurezas. Uma pequena parte da gusa é re-fundida para se obter ferro fundido comercial. Porém, a maior parte é transformada em aço.

Conversor de oxigênio. O refinamento do ferro fundido em aço é feito no conversor de oxigênio e consiste em remover o excesso de carbono e reduzir a quantidade de impurezas a limites prefixados.

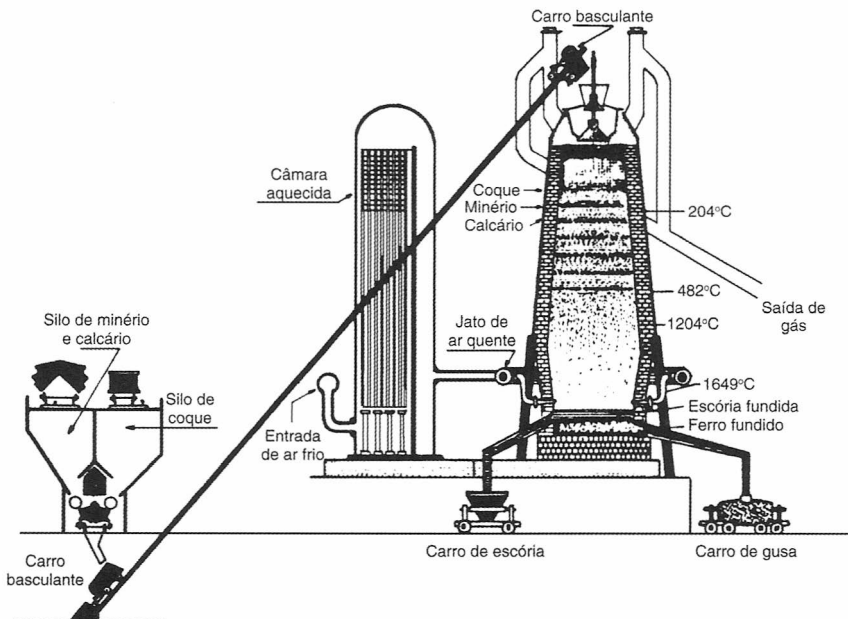


Fig. 1.7 Esquema de funcionamento do alto-forno.

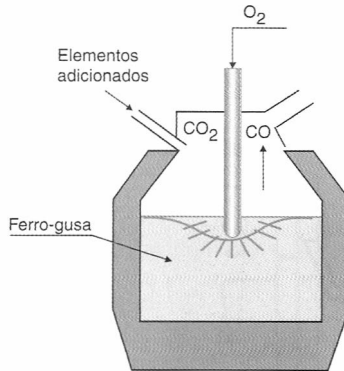


Fig. 1.8 Esquema do conversor de oxigênio. O ar injetado queima o excesso de carbono na forma de monóxido de carbono e dióxido de carbono.

O conversor de oxigênio baseia-se na injeção de oxigênio dentro da massa líquida de ferro fundido. O ar injetado queima o carbono na forma de monóxido de carbono (CO) e dióxido de carbono (CO₂), em um processo que dura de 15 a 20 minutos (Fig. 1.8). Elementos como manganês, silício e fósforo são oxidados e combinados com cal e óxido de ferro, formando a escória que sobrenada o aço liquefeito.

O aço líquido é analisado, podendo modificar-se a mistura até se obter a composição desejada. Desse modo, obtém-se aço de qualidade uniforme. Quando as reações estão acabadas, o produto é lançado numa *panela*, e a escória é descarregada em outro recipiente.

Tratamento do aço na panela. O aço líquido superaquecido absorve gases da atmosfera e oxigênio da escória. O gás é expelido lentamente com o resfriamento da massa líquida, porém, ao se aproximar da temperatura de solidificação, o aço ferve e os gases escapam rapidamente. A consequência desse fato é a formação de grandes vazios no aço. Para evitar isso, os gases devem ser absorvidos, adicionando-se elementos como alumínio e silício na panela, em um processo conhecido por *desgaseificação*.

Após a *desgaseificação*, grande parte dos óxidos insolúveis formados deve ser removida para não prejudicar as características mecânicas do aço. Esse processo é conhecido por *refinamento*.

Quanto ao grau de *desgaseificação*, os aços se classificam em *efervescentes*, *capeados*, *semi-acalmados* e *acalmados*. No primeiro caso, o aço da panela fica com gás suficiente para provocar alguma *efervescência* nas lingoteiras. Os aços *efervescentes* são utilizados em chapas finas. Os aços *capeados* são análogos aos *efervescentes*, sustando-se o movimento dos gases pelo resfriamento rápido e solidificação da parte superior do lingote, e têm menor *segregação* que os primeiros.

Os aços *semi-acalmados* são parcialmente *desoxidados*, apresentando menor *segregação* que os *capeados*, e são os mais utilizados nos produtos siderúrgicos correntes (*perfis*, *barras*, *chapas grossas*).

Nos aços *acalmados*, todos os gases são eliminados, o que lhes confere melhor uniformidade de estrutura. São geralmente *acalmados* os aços-ligas, os aços de alto carbono (*trilhos*, *barras* etc.), bem como aços de baixo carbono destinados à *estampagem*.

Lingoteamento. Da panela, o aço fundido é descarregado nas lingoteiras, que são fôrmas metálicas especiais permitindo a confecção de blocos, denominados *lingotes*, de forma troncocônica.

Transcorrido o tempo necessário de repouso, os carros das lingoteiras são transferidos para a seção de *desmoldagem*, onde os *lingotes* são extraídos e colocados em *vagões* especiais, para transporte até os fornos de *regularização* de temperatura, *preparatórios* da *laminação*.

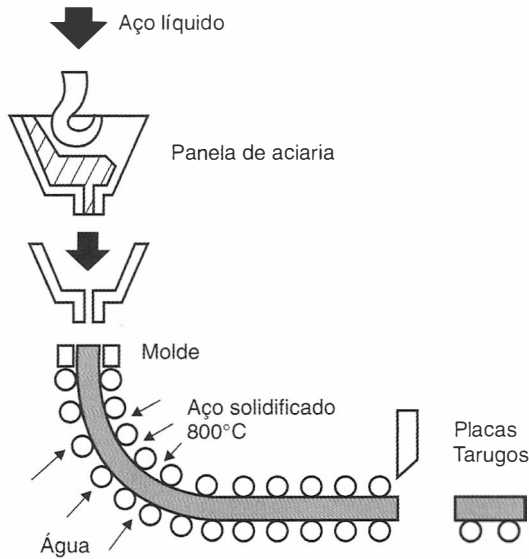


Fig. 1.9 Lingoteamento contínuo.

Lingoteamento contínuo. As usinas mais modernas possuem instalações de lingoteamento contínuo, nos quais os lingotes são moldados continuamente (ver Fig. 1.9), chegando aos laminadores em forma de placas com seção retangular ou tarugos, cortadas em segmentos de comprimento adequado, por meio de maçaricos.

Laminação. A laminação é o processo pelo qual o aço é transformado nos principais produtos siderúrgicos utilizados pela indústria de construção, a saber, chapas e perfis laminados.

As placas são inicialmente aquecidas ao rubro e introduzidas em laminadores desbastadores, nos quais dois rolos giratórios comprimem a placa, reduzindo sua seção e aumentando seu comprimento. São necessárias diversas passagens no laminador, nas quais a distância entre os rolos é progressivamente reduzida.

Dos laminadores desbastadores, o aço passa para os laminadores propriamente ditos, onde são confeccionados os produtos siderúrgicos utilizados na indústria.

A Fig. 1.10a mostra o esquema dos rolos de um laminador. A peça metálica, aquecida ao rubro, é comprimida entre dois rolos giratórios, saindo no outro lado com espessura reduzida. Os laminadores dos produtos acabados têm seus rolos com as superfícies cortadas nas formas adequadas (Fig. 1.10b). A Fig. 1.10c mostra as sucessivas fases de laminação do perfil I a partir do perfil retangular produzido no laminador desbastador.

Tratamento térmico. Os tratamentos térmicos são recursos auxiliares utilizados para melhorar as propriedades dos aços. Eles se dividem em dois grupos:

- Tratamentos destinados principalmente a reduzir tensões internas provocadas por laminação etc. (normalização, recozimento).
- Tratamentos destinados a modificar a estrutura cristalina, com alteração da resistência e de outras propriedades (têmpera e revenido).

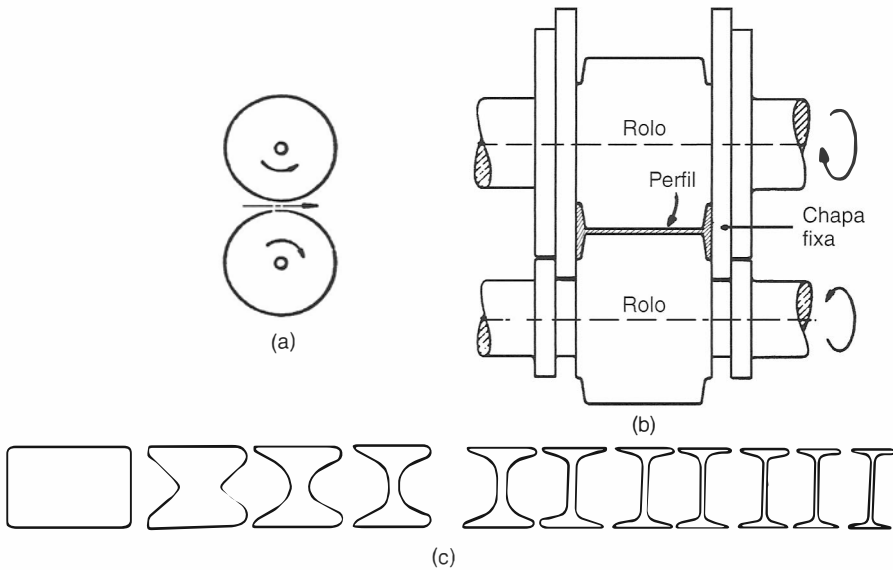


Fig. 1.10 Esquemas de laminadores: (a) Seção dos rolos do laminador. Os rolos giram em sentidos contrários, comprimindo a peça metálica aquecida ao rubro. A seção da peça é reduzida e seu comprimento aumentado. (b) Esquema de rolos para laminação de perfil I, com uma altura determinada pela distância entre as chapas fixas. Modificando-se o espaçamento entre os rolos, podem ser laminados perfis I de diferentes espessuras de alma. (c) Fases progressivas de laminação do perfil I.

1.4 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

1.4.1 Classificação

Segundo a composição química, os aços utilizados em estruturas são divididos em dois grupos: aços-carbono e aços de baixa liga (ver o item 1.1). Os dois tipos podem receber tratamentos térmicos que modificam suas propriedades mecânicas.

1.4.2 Aços-carbono

Os aços-carbono são os tipos mais usados, nos quais o aumento de resistência em relação ao ferro puro é produzido pelo carbono e, em menor escala, pelo manganês. Eles contêm as seguintes porcentagens máximas de elementos adicionais.

carbono	2,0%	manganês	1,65%
silício	0,60%	cobre	0,35%

Em função do teor de carbono, distinguem-se três categorias:

baixo carbono	$C < 0,29\%$
médio carbono	$0,30\% < C < 0,59\%$
alto carbono	$0,6\% < C < 2,0\%$

O aumento de teor de carbono eleva a resistência do aço, porém diminui a sua ductilidade (capacidade de se deformar), o que conduz a problemas na soldagem.

Em estruturas usuais de aço, utilizam-se aços com baixo teor de carbono, que podem ser soldados sem precauções especiais.

Os principais tipos de aço-carbono usados em estruturas, segundo os padrões da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), da ASTM (American Society for Testing and Materials) e das normas européias EN, são os apresentados na Tabela 1.1 (ver também Tabelas A1.4 a A1.5, Anexo A).

O tipo A36 substituiu o A7, que foi o aço mais utilizado nos Estados Unidos até 1960.

Os aços ASTM A307 e A325 são utilizados em parafusos comuns e de alta resistência, respectivamente.

Tabela 1.1 Propriedades Mecânicas de Aços-carbono

Especificação	Teor de carbono %	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ABNT MR250	baixo	250	400
ASTM A7		240	370-500
ASTM A36	0,25-0,29	250 (36 ksi)	400-500
ASTM A307 (parafuso)	baixo	—	415
ASTM A325 (parafuso)	médio	635 (min)	825 (min)
EN S235	baixo	235	360

1.4.3 Aços de Baixa Liga

Os aços de baixa liga são aços-carbono acrescidos de elementos de liga (cromo colúmbio, cobre, manganês, molibdênio, níquel, fósforo, vanádio, zircônio), os quais melhoram algumas propriedades mecânicas.

Alguns elementos de liga produzem aumento de resistência do aço através da modificação da microestrutura para grãos finos. Graças a esse fato, pode-se obter resistência elevada com teor de carbono de ordem de 0,20%, o que permite a soldagem dos aços sem preocupações especiais.

Na Tabela 1.2 resumimos alguns tipos de aços de baixa liga usados em estruturas.

Tabela 1.2 Propriedades Mecânicas de Aços de Baixa Liga

Especificação	Principais elementos de liga	Limite de escoamento f_y (MPa)	Resistência à ruptura f_u (MPa)
ASTM 572 Gr. 50	$C < 0,23\%$ $Mn < 1,35\%$	345	450
ASTM A588	$C < 0,17\%$ $Mn < 1,2\%$ $Cu < 0,50\%$	345	485
ASTM A992	$C < 0,23\%$ $Mn < 1,5\%$	345	450

Muito utilizados no Brasil são os aços de baixa liga, de alta e média resistências mecânicas, soldáveis e com características de elevada resistência atmosférica (obtida pela adição de 0,25% a 0,40% de cobre).

A Tabela A1.3, Anexo A, apresenta a composição química e as propriedades mecânicas dos aços estruturais fabricados no Brasil.

1.4.4 Aços com Tratamento Térmico

Tanto os aços-carbono quanto os de baixa liga podem ter suas resistências aumentadas pelo tratamento térmico. A soldagem dos aços tratados termicamente é, entretanto, mais difícil, o que torna seu emprego pouco usual em estruturas correntes.

Os parafusos de alta resistência utilizados como conectores são fabricados com aço de médio carbono sujeito a tratamento térmico (especificação ASTM A325).

Os aços de baixa liga com tratamento térmico são empregados na fabricação de barras de aço para protensão e também de parafusos de alta resistência (especificação ASTM A490).

1.4.5 Padronização ABNT

Segundo a especificação NBR 7007 – Aços para perfis laminados para uso estrutural da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), os aços podem ser enquadrados nas seguintes categorias, designadas a partir do limite de escoamento de aço f_y (ver Seção 1.5):

MR250, aço de média resistência ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 400$ MPa)

AR350, aço de alta resistência ($f_y = 350$ MPa; $f_u = 450$ MPa)

AR-COR415, aço de alta resistência ($f_y = 415$ MPa; $f_u = 520$ MPa), resistente à corrosão.

O aço MR250 corresponde ao aço ASTM A36.

A Tabela A1.4, Anexo A, apresenta as características mecânicas dos aços estruturais de acordo com a padronização ABNT para perfis, chapas e tubos.

1.4.6 Nomenclatura SAE

Para os aços utilizados na indústria mecânica e por vezes também em construções civis emprega-se a nomenclatura da Society of Automotive Engineers (SAE), a qual se baseia em quatro dígitos.

O primeiro dígito representa o elemento ou elementos de liga característicos:

- | | |
|---------------------|-------------------------|
| 1. aço-carbono | 6. aço-cromo-vanádio |
| 2. aço-níquel | 7. aço-tungstênio |
| 3. aço-cromo-níquel | 8. aço-níquel-manganês |
| 4. aço-molibdênio | 9. aço-silício-manganês |
| 5. aço-cromo | |

Os dois últimos dígitos representam uma porcentagem de carbono em 0,01%. Os dígitos intermediários restantes (em geral um só dígito) representam a porcentagem aproximada do elemento de liga predominante. Por exemplo:

Aço SAE 1020 (aço-carbono, com 0,20% de carbono)

Aço SAE 2320 (aço-níquel, com 3,5% de níquel e 0,20% de carbono).

1.5 | ENSAIOS DE TRAÇÃO E CISLHAMENTO SIMPLES

1.5.1 Tensões e Deformações

Nas aplicações estruturais, as grandezas utilizadas com mais frequência são as tensões (σ) e as deformações (ϵ).

Consideremos na Fig. 1.11 uma haste reta solicitada por uma força F , aplicada na direção do eixo da peça. Esse estado de sollicitação chama-se tração simples. Dividindo a força F pela área A da seção transversal, obtemos a tensão normal σ

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (1.1)$$

No exemplo da Fig. 1.11 (tração simples), as tensões são iguais em todos os pontos da seção transversal.

Na mesma Fig. 1.11, ℓ_0 representa um comprimento marcado arbitrariamente na haste sem tensões. Sob o efeito da força F de tração simples, o segmento da barra de comprimento inicial ℓ_0 se alonga passando a ter o comprimento $\ell_0 + \Delta\ell$. Denomina-se *alongamento unitário* ε (deformação) a relação

$$\varepsilon = \frac{\Delta\ell}{\ell_0} \quad (1.2)$$

Dentro do chamado regime elástico, as tensões σ são proporcionais às deformações ε . Esta relação é denominada Lei de Hooke, em homenagem ao físico inglês Robert Hooke (1635-1703), que a enunciou em 1676: *Ut tensio sic vis**. O coeficiente de proporcionalidade se denomina *módulo de deformação longitudinal* ou *módulo de elasticidade*, ou ainda *módulo de Young*, em homenagem ao cientista inglês Thomas Young (1773-1829). Esse coeficiente costuma ser representado pela letra E .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1.3)$$

O módulo de elasticidade E é praticamente igual para todos os tipos de aço, variando entre

$$200.000 < E < 210.000 \text{ MPa} \quad (1.4)$$

Exemplo 1.5.1

Uma barra de seção circular com diâmetro igual a 25,4 mm (1") está sujeita a uma tração axial de 35 kN. Calcular o alongamento da barra supondo o comprimento inicial $\ell_0 = 3,50$ m.

Solução

Área da seção transversal da barra

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 2,54^2}{4} = 5,07 \text{ cm}^2$$

Tensão normal na barra

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{35}{5,07} = 6,90 \text{ kN/cm}^2 = 69 \text{ MPa}$$

Aplicando a Lei de Hooke, podemos calcular o alongamento unitário

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{69}{200.000} = 3,45 \times 10^{-4}$$

O alongamento da haste de 3,50 m vale

$$\Delta\ell = \varepsilon \cdot \ell_0 = 3,45 \times 10^{-4} \times 3,50 = 12,08 \times 10^{-4} \text{ m} = 1,21 \text{ mm.}$$

*Tal como o alongamento, assim a força.

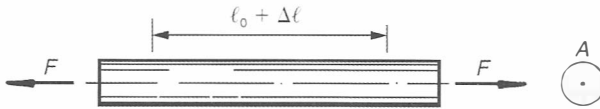


Fig. 1.11 Haste em tração simples.

1.5.2 Ensaio de Tração Simples

O ensaio de tração simples a temperatura atmosférica é muito utilizado para medir as propriedades mecânicas dos aços. As mesmas propriedades são obtidas para compressão, desde que esteja excluída a possibilidade de flambagem. As máquinas de ensaio prendem as hastes metálicas com garras especiais, submetendo-as a valores crescentes de esforços de tração, medindo em cada estágio de carga o alongamento $\Delta\ell$ de um trecho de comprimento inicial ℓ_0 .

Quando uma barra é tracionada, sua seção transversal diminui. Desta forma, a tensão real em cada estágio de carga é obtida dividindo-se a força pela área medida no estágio. Para simplificar o trabalho, define-se uma *tensão convencional* como sendo o resultado da divisão da força pela área inicial (sem carga) A_0 .

O alongamento unitário ε também se calcula com o comprimento inicial (sem carga) da haste. Se representarmos em abscissas os valores dos alongamentos unitários ε e em ordenadas os valores das tensões convencionais σ , teremos um diagrama tensão–deformação que reflete o comportamento do aço sob efeito de cargas estáticas.

Na Fig. 1.12 vemos os diagramas convencionais tensão–deformação (σ , ε) dos aços de construção mais usuais. Na Fig. 1.13 vemos os diagramas correspondentes aos aços A36 e A242 com escala ampliada de abscissas.

Observando o diagrama da Fig. 1.13, vemos que a lei física linear ou elástica (Lei de Hooke) é válida até um certo valor da tensão. A inclinação do trecho retilíneo do diagrama é o módulo de elasticidade E .

Ultrapassando o regime elástico, o material apresenta uma propriedade, chamada *escoamento* ou *cedência*, caracterizada pelo aumento de deformação com tensão constante. A tensão que produz o escoamento chama-se limite de escoamento (f_y) do material. Os aços-carbono usuais têm limite de escoamento 250 MPa (ASTM A36, MR250). Os aços de baixa liga usuais têm limite de escoamento próximo a 350 MPa.

Para deformações unitárias superiores ao patamar de escoamento, o material apresenta acréscimo de tensões (encruamento), porém tal acréscimo não é, em geral, utilizado nos cálculos, pois corresponde a deformações exageradas.

O escoamento produz em geral uma deformação visível da peça metálica. Por esse motivo, a teoria elástica de dimensionamento utiliza o limite de escoamento f_y como tensão limite, da qual se obtém a tensão admissível com um coeficiente de segurança adequado (ver Seção 1.10).

As teorias plásticas calculam o estado limite dentro da faixa de escoamento real. O encruamento não é em geral considerado diretamente nas teorias de dimensionamento do aço.

Existem aços que não apresentam patamar de escoamento bem definido, como, por exemplo, os aços A325 e A490 (ver Fig. 1.12). Nesses casos, estabelece-se um limite arbitrário de deformação, chamado *limite de escoamento convencional*, utilizado nos cálculos da mesma forma que o limite de escoamento real dos aços com patamar de escoamento. Na Fig. 1.14 vemos um diagrama σ – ε sem patamar de escoamento.

Quando se interrompe o ensaio de tração num certo ponto e se descarrega a barra, o descarregamento segue, no diagrama, uma linha reta paralela à curva de carregamento na origem (mesmo módulo de elasticidade), resultando em uma deformação unitária permanente. Denomina-se limite de escoamento convencional a tensão à qual corresponde uma deformação unitária residual (permanente) de 0,2%.

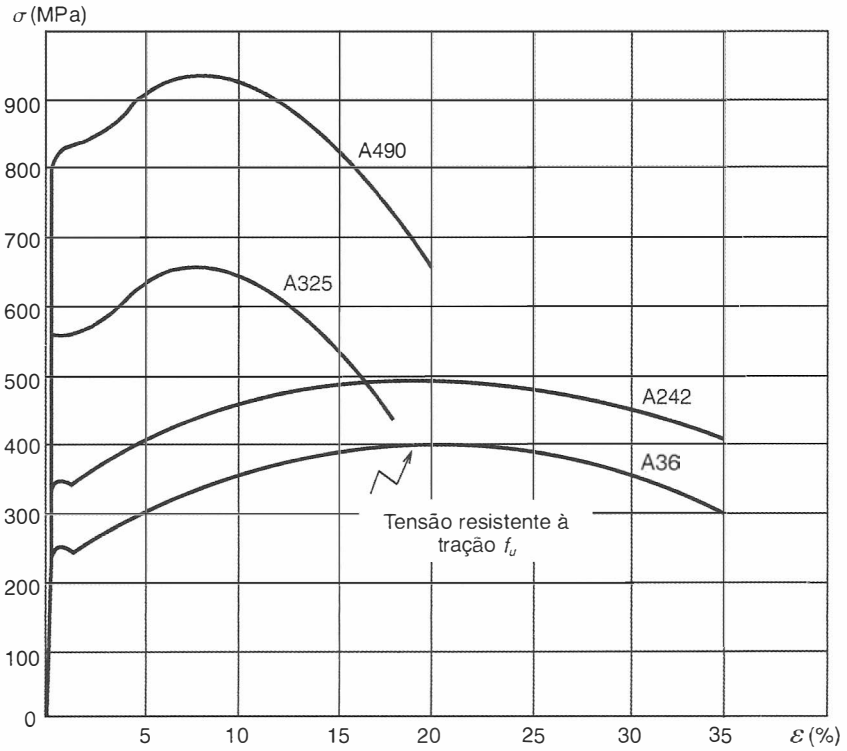


Fig. 1.12 Diagrama convencional σ , ε dos aços ASTM A36, A242, A325, A490.

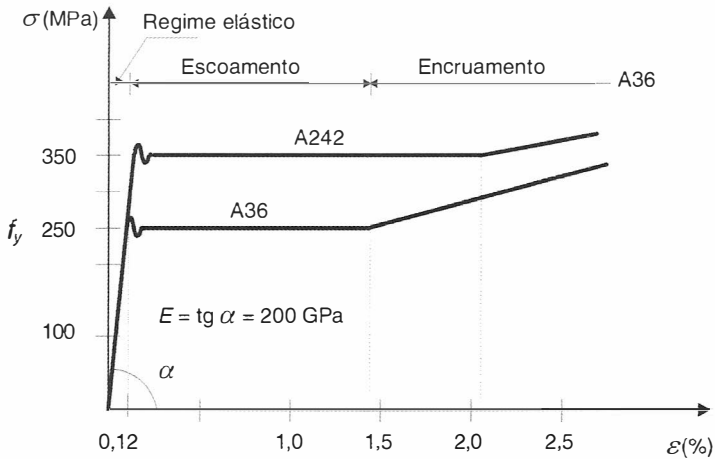


Fig. 1.13 Trecho inicial dos diagramas tensão \times deformação dos aços com patamar de escoamento.

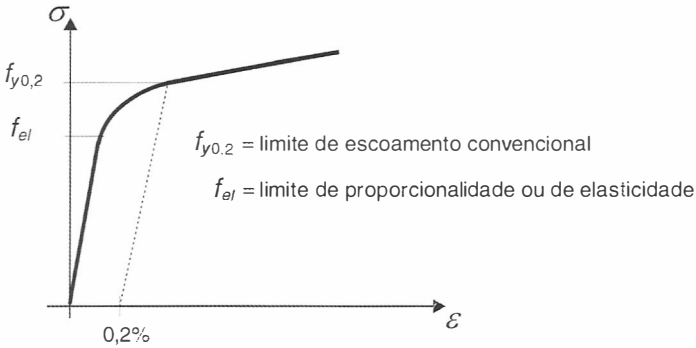


Fig. 1.14 Diagrama convencional tensão \times deformação de material sem patamar de escoamento.

No diagrama da Fig. 1.14 vemos que, até um certo valor da tensão, o material segue a lei linear de Hooke. Essa tensão chama-se *limite de proporcionalidade* ou *de elasticidade* do aço (f_{el}). Para tensão superior ao limite de proporcionalidade, o aço apresenta um comportamento inelástico.

1.5.3 Ensaio de Cisalhamento Simples

No ensaio de cisalhamento simples, obtém-se um diagrama (Fig. 1.15) semelhante ao σ, ϵ : diagrama de tensão cisalhante $\tau \times$ distorção γ .

A inclinação do diagrama τ, γ chama-se módulo de cisalhamento G .

Em regime elástico demonstra-se a relação

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \tag{1.5}$$

onde ν = coeficiente de deformação transversal (Poisson). Para o aço, com $\nu = 0,3$ resulta $G = 77.000$ MPa.

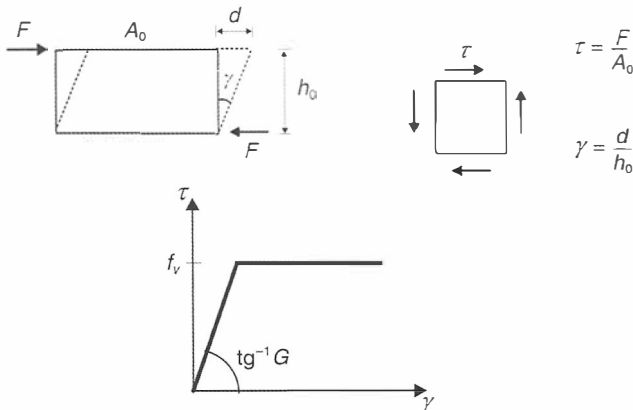


Fig. 1.15 Ensaio de cisalhamento simples.

A tensão de escoamento a cisalhamento f_v , obtida nos ensaios de cisalhamento, é proporcional à tensão de escoamento em tração simples f_y . Experimentalmente obtém-se a relação

$$f_v \cong 0,6 f_y \quad (1.6)$$

1.6 | PROPRIEDADES DOS AÇOS

1.6.1 Constantes Físicas do Aço

As seguintes características físicas podem ser adotadas em todos os tipos de aço estrutural na faixa normal de temperaturas atmosféricas:

- Módulo de deformação longitudinal ou módulo de elasticidade $E = 200.000 \text{ MPa}$
- Coeficiente de Poisson $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica $\beta = 12 \times 10^{-6} \text{ por } ^\circ\text{C}$
- Massa específica $\rho_a = 7850 \text{ kg/m}^3$

1.6.2 Ductilidade

Denomina-se ductilidade a capacidade de o material se deformar sob a ação das cargas. Os aços dúcteis, quando sujeitos a tensões locais elevadas, sofrem deformações plásticas capazes de redistribuir as tensões. Esse comportamento plástico permite, por exemplo, que se considere numa ligação parafusada distribuição uniforme da carga entre parafusos. Além desse efeito local, a ductilidade tem importância porque conduz a mecanismos de ruptura acompanhados de grandes deformações que fornecem avisos da atuação de cargas elevadas.

A ductilidade pode ser medida pela deformação unitária residual após ruptura do material. As especificações de ensaios de materiais metálicos estabelecem valores mínimos de alongação unitária na ruptura para as diversas categorias de aços.

Nos diagramas σ . ϵ da Fig. 1.12 verifica-se que o aço A325 é menos dúctil que os aços A36 e A242, embora se ja mais resistente.

1.6.3 Fragilidade

É o oposto da ductilidade. Os aços podem se tornar frágeis pela ação de diversos agentes: baixas temperaturas ambientes, efeitos térmicos locais causados, por exemplo, por solda elétrica etc.

O estudo das condições em que os aços se tornam frágeis tem grande importância nas construções metálicas, uma vez que os materiais frágeis se rompem bruscamente, sem aviso prévio. Dezenas de acidentes com navios, pontes etc. foram provocados pela fragilidade do aço, decorrente de procedimento inadequado de solda.

O comportamento frágil é analisado sob dois aspectos: iniciação da fratura e sua propagação. A iniciação ocorre quando uma tensão ou deformação unitária elevada se desenvolve num ponto onde o material perdeu ductilidade. As tensões elevadas podem resultar de tensões residuais, concentração de tensões, efeitos dinâmicos etc. A falta de ductilidade pode originar-se de temperatura baixa, estado triaxial de tensões, efeito de encruamento, fragilização por hidrogênio etc. Uma vez iniciada, a fratura se propaga pelo material, mesmo em tensões moderadas.

1.6.4 Resiliência e Tenacidade

Estas duas propriedades se relacionam com a capacidade do metal de absorver energia mecânica. Elas podem ser definidas com auxílio dos diagramas tensão–deformação.

Resiliência é a capacidade de absorver energia mecânica em regime elástico, ou, o que é equivalente, a capacidade de restituir energia mecânica absorvida. Denomina-se módulo de resiliência ou simplesmente resiliência a quantidade de energia elástica que pode ser absorvida por unidade de volume do metal tracionado. Ele iguala a área do diagrama σ, ϵ até o limite de proporcionalidade.

Tenacidade é a energia total, elástica e plástica que o material pode absorver por unidade de volume até a sua ruptura. Em tração simples, a tenacidade é representada pela área total do diagrama σ, ϵ .

Na prática, mede-se a tenacidade em um estado de tensões mais complexo; por exemplo, o estado triaxial junto à raiz de uma indentação. Para fins comparativos, esses ensaios devem ser padronizados. Um dos tipos mais difundidos é o ensaio com indentação em V (*Charpy V-notch test*). Uma barra padronizada com indentação em V é rompida pelo golpe de um pêndulo, medindo-se a energia pelo movimento do pêndulo. Para aços estruturais, em geral fixa-se um valor arbitrário da energia de ruptura

$$15 \text{ ft} \cdot \text{lb} = 2,1 \text{ kgf} \cdot \text{m} = 0,021 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

como requisito de qualidade.

O teste de Charpy com indentação em V também é utilizado para avaliar o efeito de baixas temperaturas sobre a tenacidade.

1.6.5 Dureza

Denomina-se dureza a resistência ao risco ou abrasão. Na prática mede-se dureza pela resistência que a superfície do material oferece à penetração de uma peça de maior dureza. Existem diversos processos como Brinell, Rockwell, Shore (ver Tabela A1.9, Anexo A). As relações físicas entre dureza e resistência foram estabelecidas experimentalmente, de modo que o ensaio de dureza é um meio expedito de verificar a resistência do aço.

1.6.6 Efeito de Temperatura Elevada

As temperaturas elevadas modificam as propriedades físicas dos aços. Temperaturas superiores a 100°C tendem a eliminar o limite de escoamento bem definido, tornando o diagrama σ, ϵ arredondado.

As temperaturas elevadas reduzem as resistências a escoamento f_s e ruptura f_{tr} , bem como o módulo de elasticidade E . Na Fig. 1.16 vemos a variação dessas três grandezas com a temperatura.

As temperaturas elevadas, acima de 250 a 300°C, provocam também fluência nos aços.

Os dados da Fig. 1.16 são importantes na caracterização do comportamento de estruturas de aço em situações de incêndio e sua resistência ao fogo.

1.6.7 Fadiga

A resistência à ruptura dos materiais é, em geral, medida em ensaios estáticos. Quando as peças metálicas trabalham sob efeito de esforços repetidos em grande número, pode haver ruptura em tensões inferiores às obtidas em ensaios estáticos. Esse efeito denomina-se *fadiga* do material.

A resistência à fadiga é geralmente determinante no dimensionamento de peças sob ação de efeitos dinâmicos importantes, tais como peças de máquinas, de pontes etc.

A resistência à fadiga das peças é fortemente diminuída nos pontos de concentração de tensões, provocadas, por exemplo, por variações bruscas na forma da seção, indentações devidas à corrosão etc.

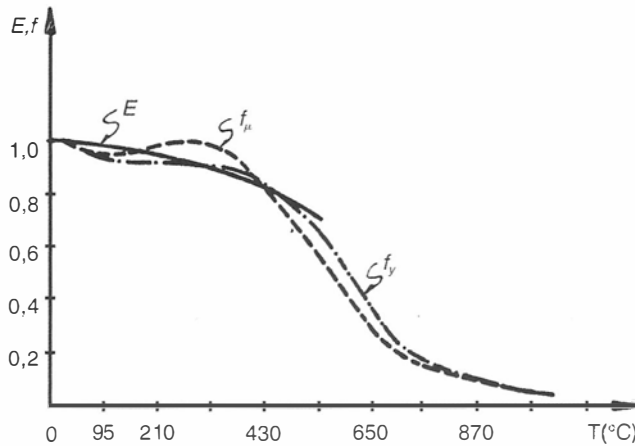


Fig. 1.16 Variação de módulo de elasticidade e resistência com a temperatura.

As uniões por solda provocam modificação na estrutura cristalina do aço junto à solda, bem como concentrações de tensões, com a conseqüente redução da resistência à fadiga nesses pontos.

A ocorrência de fadiga é caracterizada pelo aparecimento de fraturas que se propagam com a repetição do carregamento. Em geral, essas fraturas se iniciam nos pontos de concentração de tensões já mencionados.

As normas americanas e brasileiras verificam a resistência à fadiga pela flutuação de tensões elásticas ($\Delta\sigma$) provocadas pelas cargas variáveis.

1.6.8 Corrosão

Denomina-se corrosão o processo de reação do aço com alguns elementos presentes no ambiente em que se encontra exposto, sendo o produto desta reação muito similar ao minério de ferro. A corrosão promove a perda de seção das peças de aço, podendo se constituir em causa principal de colapso.

A proteção contra corrosão dos aços expostos ao ar é usualmente feita por pintura ou por galvanização. A vida útil da estrutura de aço protegida por pintura depende dos procedimentos adotados para sua execução nas etapas de limpeza das superfícies, especificação da tinta e sua aplicação. Em geral, as peças metálicas recebem uma ou duas demãos de tinta de fundo (primer) após a limpeza e antes de se iniciar a fabricação em oficina, e posteriormente são aplicadas uma ou duas demãos da tinta de acabamento.

A galvanização consiste na adição, por imersão, de uma camada de zinco às superfícies de aço, após a adequada limpeza das mesmas.

Alternativamente, a adição de cobre na composição química do aço aumenta sua resistência à corrosão atmosférica. O aço resistente à corrosão (ver Item 1.4.3), ao ser exposto ao ar, desenvolve uma película (pátina) produzida pela própria corrosão, que se transforma em uma barreira reduzindo a evolução do processo.

Algumas providências adotadas no projeto contribuem para o aumento da vida útil da estrutura de aço exposto ao ar, tais como evitar pontos de umidade e sujeira, promover a drenagem e aeração e evitar pontos inacessíveis à manutenção e pintura (ver Fig. 1.17). Deve-se também evitar o contato entre metais diferentes (por exemplo, aço e alumínio), intercalando entre eles um isolante elétrico.

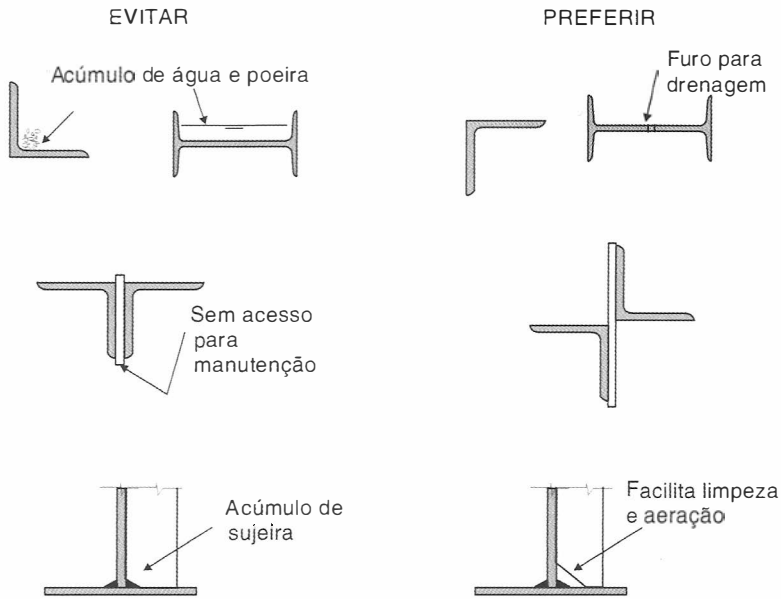


Fig. 1.17 Detalhes para prevenir a corrosão em estruturas expostas à ação de intempéries.

1.7 | PRODUTOS SIDERÚRGICOS ESTRUTURAIS

1.7.1 Tipos de Produtos Estruturais

As usinas produzem aços para utilização estrutural sob diversas formas: chapas, barras, perfis laminados, fios trefilados, cordoalhas e cabos.

Os três primeiros tipos são fabricados em laminadores que, em sucessivos passes, dão ao aço preaquecido a seção desejada (ver Fig. 1.10).

Os fios trefilados são obtidos puxando uma barra de aço sucessivamente por meio de feiras com diâmetros decrescentes. A trefilação é feita a frio, utilizando-se lubrificantes para evitar superaquecimento dos fios e das feiras. As cordoalhas e os cabos são formados por associação de fios.

Perfis estruturais podem ainda ser fabricados por dobramento de chapas (perfis de chapa dobrada) e por associação de chapas através de solda (perfis soldados).

1.7.2 Produtos Laminados

Os produtos laminados, em geral, se classificam em barras, chapas e perfis (Fig. 1.18).

Barras

As barras são produtos laminados nos quais duas dimensões (da seção transversal) são pequenas em relação à terceira (comprimento).

As barras são laminadas em seção circular, quadrada ou retangular alongada. Estas últimas chamam-se comumente de barras chatas.

Chapas

As chapas são produtos laminados, nos quais uma dimensão (a espessura) é muito menor que as outras duas (largura e comprimento).

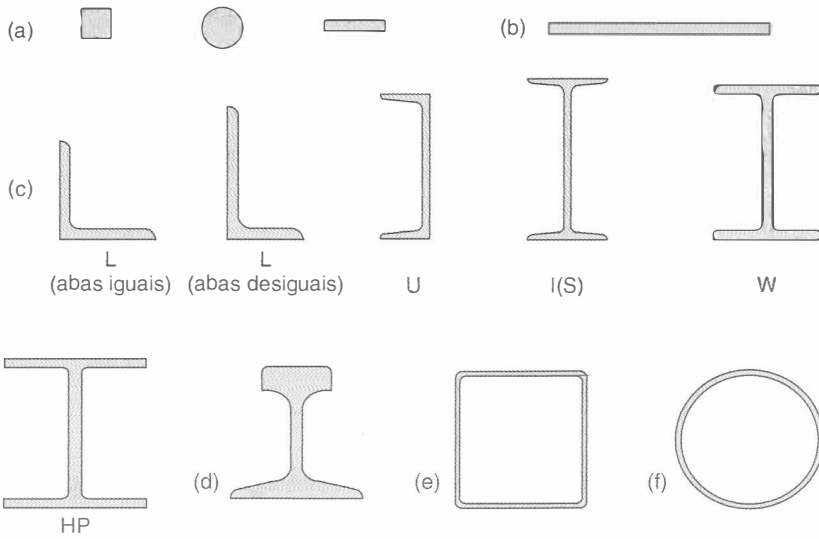


Fig. 1.18 Principais tipos de produtos siderúrgicos laminados de utilização estrutural: (a) barras, com diversas seções transversais (quadrada, redonda, chata); (b) chapas; (c) perfis estruturais laminados; (d) trilho; (e) tubo quadrado; (f) tubo redondo.

As chapas se dividem nas duas categorias:

Chapas grossas – de espessura superior a 5,0 mm.

Chapas finas – fabricadas a frio e a quente conforme a Tabela 1.3.

Tabela 1.3 Chapas Grossas e Chapas Finas

Chapas	Fabricação	Espessuras	Utilização em construção
Grossas	A quente	> 5,0 mm	Estruturas metálicas em geral
Finas	A quente	1,2–5,0 mm	Perfis de chapas dobradas (Fig. 1.21)
	A frio	0,3–2,65 mm	Acessórios de construção como calhas, rufos etc.

As chapas fornecidas com os bordos naturais de laminação (sem cantos vivos) se denominam *universais*. Quando os bordos são cortados na tesoura, as chapas se denominam *aparadas*.

As Tabelas A3, Anexo A, fornecem as espessuras padronizadas de chapas finas e grossas com as respectivas massas por metro quadrado.

Perfis Laminados

Os laminadores produzem perfis de grande eficiência estrutural, em forma de H, I, C, L, os quais são denominados correntemente perfis laminados (Fig. 1.18c). Nas Tabelas A6, Anexo A, reunimos propriedades geométricas dos perfis laminados fabricados no Brasil, segundo padrões americanos.

Os perfis tipo H, I e C são produzidos em grupos, sendo os elementos de cada grupo de altura *h* constante e largura das abas *b* variável. A variação da largura se obtém aumentando o espaçamento entre os rolos laminadores de maneira que a espessura da alma tem variação igual à da largura das abas.

Os perfis C são correntemente denominados perfis U.

Os perfis L (cantoneiras) são também fabricados com diversas espessuras para cada tamanho das abas. Existem cantoneiras com abas iguais e com abas desiguais.

Na indústria norte-americana são usadas as seguintes nomenclaturas de perfis (ver Fig. 1.18c):

perfil I – S (*standard beam*), com mesas de faces internas inclinadas

perfis tipos I aba larga e H – W (*wide flange*), com mesas de faces paralelas

– HP, com mesas de faces paralelas e espessura constante.

Os padrões europeus são os perfis laminados com abas de espessura constante ilustrados na Fig. 1.19 (ver Tabelas A7, Anexo A).

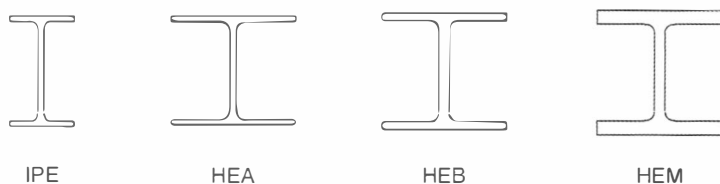


Fig. 1.19 Perfis laminados de abas com faces paralelas de padrão europeu.

Um perfil laminado pode ser designado pelas suas dimensões externas nominais (altura, ou altura \times largura), seguidas da massa do perfil em kg/m. Por exemplo, com dimensões em mm, tem-se W 360 \times 32,9 (perfil W de altura igual a 349 mm, massa 32,9 kg/m).

Trilhos. Os trilhos (Fig. 1.18d) são produtos laminados destinados a servir de apoio para as rodas metálicas de pontes rolantes ou trens. A seção do trilho ferroviário apresenta uma base de apoio, uma alma vertical e um boleto sobre o qual se apóia a roda. A Tabela A6.7, Anexo A, apresenta as características dos trilhos ferroviários laminados no Brasil, segundo padrões da indústria americana.

Tubos. Os tubos são produtos ocios, de seção circular, retangular ou quadrada. Eles podem ser produzidos em laminadores especiais (tubos sem costura) ou com chapa dobrada e soldada (tubos com costura).

A Tabela A9, Anexo A, apresenta alguns tubos redondos de pequeno diâmetro disponíveis no mercado brasileiro.

Tolerâncias de fabricação de produtos laminados. Denominam-se tolerâncias de fabricação as variações admissíveis na geometria do produto, decorrentes de fatores inerentes ao processo de fabricação, tais como:

- desgaste dos rolos dos laminadores;
- variações na regulagem dos rolos para cada passagem, principalmente a última;
- retração e empeno de aço durante o resfriamento.

A norma brasileira NBR 8800 adota as tolerâncias relativas à curvatura do perfil, forma da seção, planicidade e outras da norma americana ASTM A6. Para peças comprimidas, a tolerância de falta de linearidade do perfil não pode ultrapassar 1/1000 do comprimento entre pontos de apoio lateral.

As tolerâncias nas dimensões dos perfis e inclinações das abas não interferem nos cálculos usuais de dimensionamento; porém, devem ser levadas em conta no detalhamento de conexões de perfis de maior peso.

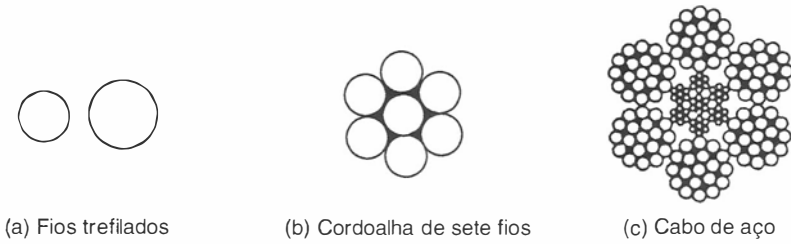


Fig. 1.20 Produtos metálicos obtidos por trefilação.

1.7.3 Fios, Cordoalhas, Cabos

Os fios ou arames são obtidos por trefilação. Fabricam-se fios de aço doce e também de aço duro (aço de alto carbono).

Os fios de aço duro são empregados em molas, cabos de protensão de estruturas etc.

As cordoalhas são formadas por três ou sete fios arrumados em forma de hélice. O módulo de elasticidade da cordoalha é quase tão elevado quanto o de uma barra maciça de aço

$$E = 195.000 \text{ MPa (cordoalha)}$$

Os cabos de aço são formados por fios trefilados finos, agrupados em arranjos helicoidais variáveis. Os cabos de aço são muitos flexíveis, o que permite seu emprego em moitões para multiplicação de forças. Entretanto, o módulo de elasticidade é baixo, cerca de 50% do módulo de uma barra maciça.

1.7.4 Perfis de Chapa Dobrada

As chapas metálicas de aços dúcteis podem ser dobradas a frio, transformando-se em perfis de chapas dobradas. A dobragem das chapas é feita em prensas especiais nas quais há gabaritos que limitam os raios internos de dobragem a certos valores mínimos, especificados para impedir a fissuração do aço na dobra.

O uso de chapas finas (em geral menos que 3 mm de espessura) na fabricação desses perfis conduz a problemas de instabilidade estrutural não existentes em perfis laminados. Há uma grande variedade de perfis que podem ser fabricados, muitos com apenas um eixo de simetria ou nenhum, alguns simples, outros mais complexos como aqueles ilustrados na Fig. 1.21.

Normas de projeto específicas para esse tipo de perfil metálico foram desenvolvidas, como a do American Iron and Steel Institute (AISI), cuja edição mais recente é de 2004, e a norma brasileira NBR 14762 (2001), Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

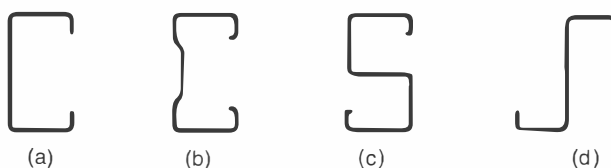


Fig. 1.21 Perfis de chapa dobrada: (a) perfil U; (b) perfil complexo; (c) perfil S; (d) perfil Z.

1.7.5 Ligações de Peças Metálicas

As peças metálicas estruturais são fabricadas com dimensões transversais limitadas pela capacidade dos laminadores e com comprimentos limitados pela capacidade dos veículos de transporte.

As estruturas de aço são formadas por associação de peças ligadas entre si. Os meios de união entre peças metálicas têm assim importância fundamental. Basicamente, há dois tipos de ligação: por meio de conectores ou por solda.

Os conectores (rebites, parafusos) são colocados em furos que atravessam as peças a ligar. A ligação por solda consiste em fundir as partes em contato de modo a provocar coalescência das mesmas.

No século XIX e ainda na primeira metade do século XX, os rebites foram os meios de ligação mais utilizados. Nos últimos decênios a solda se transformou no elemento preponderante de ligação, graças ao progresso nos equipamentos e à difusão de aços-carbono e aços-liga soldáveis. A tendência moderna é utilizar solda na fabricação em oficina, empregando parafusos nas ligações executadas no campo.

1.7.6 Perfis Soldados e Perfis Compostos

Os perfis são formados pela associação de chapas ou de perfis laminados simples, sendo a ligação, em geral, soldada.

Na Fig. 1.22a vemos um perfil I formado pela união de três chapas. Graças aos processos automatizados de solda, esses perfis podem ser produzidos competitivamente em escala industrial.

A norma brasileira NBR 5884:1980 padronizou três séries de perfis soldados:

Perfis CS	(colunas soldadas)
Perfis VS	(vigas soldadas)
Perfis CVS	(colunas e vigas soldadas)

As características geométricas dos perfis soldados padronizados CS, VS e CVS podem ser vistas nas Tabelas A8, Anexo A.

Nas Figs. 1.22b, c e d vemos perfis compostos formados pela associação de perfis laminados simples. Esses perfis compostos são evidentemente mais caros que os laminados simples. Seu emprego se justifica para atender as conveniências de cálculo, como, por exemplo, em colunas ou estacas onde se deseja momento de inércia elevado nas duas direções principais.

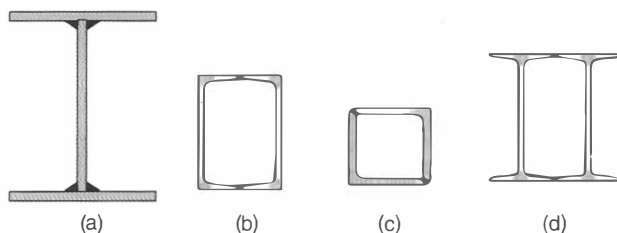


Fig. 1.22 Perfis compostos de chapas (perfis soldados) ou de perfis laminados.

1.8 TENSÕES RESIDUAIS E DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE PERFIS SIMPLES OU COMPOSTOS EM AÇOS COM PATAMAR DE ESCOAMENTO

Os diagramas indicados na Fig. 1.12 correspondem aos resultados de ensaios de tração em amostras do material em forma de barras chatas ou redondas. Verificamos nesta figura que, para aços com patamar de escoamento, o material segue a Lei de Hooke praticamente até o limite de escoamento.

Os perfis, quer laminados simples, quer compostos por solda, apresentam *tensões residuais* internas decorrentes de resfriamentos desiguais em suas diversas partes. Nos perfis laminados, após a laminação, as partes mais expostas dos perfis (bordas dos flanges e região central da alma) se resfriam mais rápido que as áreas menos expostas (juntas alma-flange), sendo por elas impedidas de se contrair. Na fase final do resfriamento as áreas mais expostas já resfriadas impedem a contração das juntas alma-flange. Tensões residuais longitudinais se instalam em decorrência do impedimento à deformação de origem térmica. Nos perfis soldados, as regiões de alta temperatura se desenvolvem localmente junto aos cordões de solda.

As tensões residuais (Fig. 1.23a) conduzem a um diagrama tensão-deformação do aço em perfil, no qual a transição do regime elástico para o patamar de escoamento é mais gradual, como indicado na Fig. 1.23b. Esse diagrama é obtido por ensaio do perfil (e não de uma pequena amostra sem tensão residual).

Denomina-se *limite de proporcionalidade* do aço em perfis a tensão acima da qual o diagrama σ , ϵ deixa de ser linear. Isto ocorre para uma tensão média menor do que f_y devido à plastificação localizada originada da adição das tensões residuais às tensões de origem mecânica.

Os aços MR250 e AR350, em perfis simples ou compostos, apresentam valores do limite de proporcionalidade f_{el} da ordem de 80% dos respectivos limites de escoamento em barras, como se pode ver na Tabela 1.4.

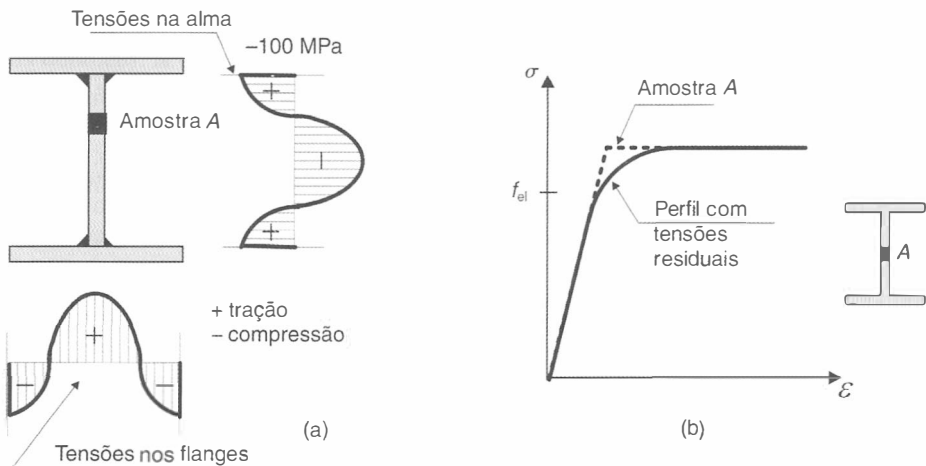


Fig. 1.23 (a) Aspecto das tensões residuais em um perfil I soldado; (b) Diagrama σ , ϵ para perfis simples ou compostos (aço com patamar de escoamento).

Tabela 1.4 Propriedades Mecânicas de Aços (Perfis Laminados ou Soldados)

Tipos de aço	f_{ct} (MPa)	f_y (MPa)
MR250	200	250
AR350	280	350

1.9 SISTEMAS ESTRUTURAIS EM AÇO

1.9.1 Elementos Estruturais

Os principais elementos estruturais metálicos são:

- Elementos lineares alongados, denominados *hastes* ou *barras*.
- Elementos bidimensionais, geralmente denominados elementos planos, constituídos por *placas* ou *chapas*.

Hastes

As hastes formam elementos alongados cujas dimensões transversais são pequenas em relação ao comprimento. Dependendo da solicitação predominante, as hastes podem ser classificadas em:

- tirantes (tração axial)
- colunas ou escoras (compressão axial)
- vigas (cargas transversais produzindo momentos fletores e esforços cortantes)
- eixos (torção).

Quando as solicitações de tração ou compressão são aplicadas segundo o eixo da haste, isto é, segundo a linha formada pelos centros de gravidade das seções, as tensões internas de tração ou compressão se distribuem uniformemente na seção transversal (Figs. 1.24a e b).

Quando a haste está sujeita a cargas transversais (Fig. 1.24c), os esforços predominantes são momentos fletores e esforços cortantes, os quais dão origem, respectivamente, a tensões normais de flexão (σ_{bx} , σ_{bt}) e tensões de cisalhamento (τ).

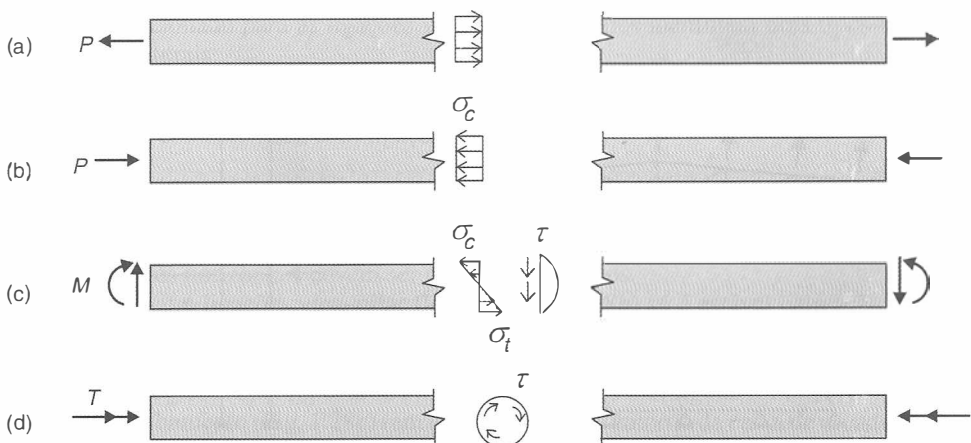


Fig. 1.24 Tipos de hastes, em função da solicitação predominante: (a) tirante; (b) coluna; (c) viga; (d) eixo da torção.

Quando a haste é usada para transmitir momentos de torção T (Fig. 1.24d), as solicitações são cisalhantes. Os eixos de torção são muito utilizados em máquinas, e seu emprego em estruturas civis é pouco usual.

Nas aplicações práticas, os elementos lineares trabalham sob ação de solicitações combinadas. Os esforços longitudinais de tração e compressão geralmente atuam com excentricidade em relação ao eixo da peça, dando origem a solicitações de flexotração e flexocompressão, respectivamente. Nas hastes comprimidas, as deformações transversais da peça dão origem a solicitações adicionais de flexocompressão. Esse efeito, denominado de segunda ordem porque altera a geometria inicial da haste, é de grande importância nos elementos muito alongados, conduzindo à ruptura da peça por flambagem.

Nas vigas, as solicitações de flexão e cisalhamento são muitas vezes combinadas com solicitações de torção.

Placas

As placas são elementos de espessura pequena em relação à largura e ao comprimento. As placas são utilizadas isoladamente ou como elementos constituintes de sistemas planos ou espaciais.

1.9.2 Sistemas Planos de Elementos Lineares

Os sistemas de elementos lineares são formados pela combinação dos principais elementos lineares (tirantes, colunas, vigas), constituindo as estruturas portantes das construções civis.

A Fig. 1.25 ilustra alguns exemplos de sistemas planos. A *treliça* ilustrada é um sistema utilizado tipicamente em coberturas de edifícios industriais (galpões). Nas treliças as hastes trabalham predominantemente a tração ou compressão simples. O modelo teórico de análise estrutural de treliça tem os nós rotulados, porém as treliças construídas na prática apresentam nós rígidos, os quais introduzem momentos fletores nas hastes. Entretanto, como as hastes individuais são geralmente esbeltas, as tensões de flexão resultam pequenas (ver o item 8.5).

A *grelha plana* é formada por dois feixes de vigas, ortogonais ou oblíquas, suportando conjuntamente cargas atuando na direção perpendicular ao plano da grelha. As grelhas são usadas em pisos de edifícios e superestruturas de pontes.

Os *pórticos*, também denominados quadros, são sistemas formados por associação de hastes retilíneas ou curvilíneas com ligações rígidas entre si. O pórtico ilustrado na Fig. 1.25 é um sistema estrutural típico de edificações.

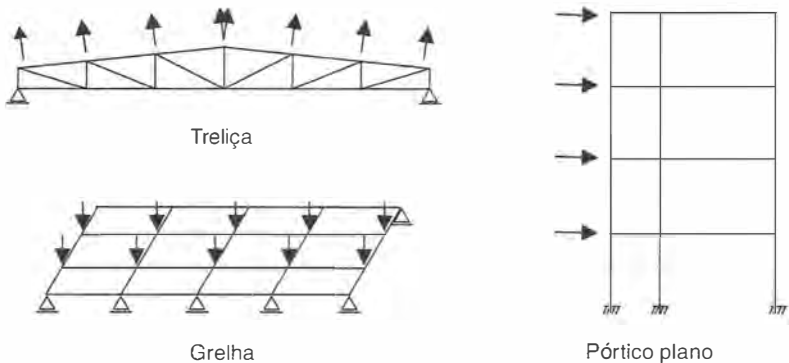


Fig. 1.25 Sistemas planos constituídos de elementos lineares.

1.9.3 Comportamento das Ligações

O funcionamento das estruturas compostas por peças pré-fabricadas conectadas, como é o caso de estruturas de aço, depende essencialmente do comportamento das ligações. Por exemplo, no caso de estruturas aperticadas de edificações, as ligações entre vigas e pilares determinam o esquema estrutural representativo do pórtico. A Fig. 1.26 mostra os dois tipos ideais de comportamento das ligações: ligação perfeitamente rígida, que impede completamente a rotação relativa entre a viga e o pilar ($\phi = 0$; isto é, os eixos da viga e do pilar se mantêm a 90° após a deformação), e ligação rotulada, que deixa livre a rotação relativa ϕ viga-pilar.

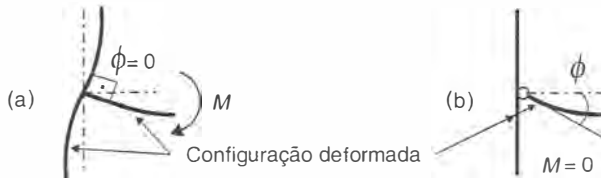


Fig. 1.26 Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida; (b) ligação rotulada.

Esses dois tipos ideais de ligações são difíceis de serem materializados. Na prática, os comportamentos de alguns detalhes de ligação podem ser assemelhados a um ou outro caso ideal de ligação. Por exemplo, a ligação viga-pilar com cantoneira dupla de alma (Fig. 1.27a) pode ser considerada no modelo estrutural como rotulada, embora haja alguma restrição à rotação relativa ϕ . Já a ligação com chapas de topo e base além de cantoneiras de alma (Fig. 1.27b) é classificada como rígida e poderia ser modelada como uma ligação perfeitamente rígida. Existem também as ligações semirrígidas, com comportamento intermediário entre o rígido e o flexível. Essas diferenças de funcionamento podem ser descritas pelas curvas momento fletor M (transferido pela ligação) \times rotação relativa ϕ entre os eixos da viga e do pilar ilustradas na Fig. 1.27c.

1.9.4 Estruturas Aperticadas para Edificações

O esquema estrutural das edificações compostas por associações de pórticos depende do tipo de detalhe selecionado para as ligações viga-pilar. Podemos identificar dois tipos básicos de esquemas estruturais:

- a) Pórtico com ligações rígidas;
- b) Estrutura contraventada com ligações flexíveis.

O modelo estrutural de um pórtico com ligações rígidas está ilustrado na Fig. 1.28a. Esse pórtico é estável para ação das cargas verticais e também das cargas horizontais.

A rigidez lateral do pórtico depende da rigidez à flexão dos elementos de viga e de pilar, e os deslocamentos horizontais devem ser mantidos pequenos.

A estrutura com ligações viga-pilar flexíveis (Fig. 1.28b) só é estável para ação de cargas verticais. Para resistir às ações horizontais, os pilares funcionam isolados (sem ação de pórtico); por isso deve-se associar uma subestrutura com grande rigidez à flexão, denominada contraventamento, que pode ser composta de uma ou mais paredes diafragmas, também denominadas paredes de cisalhamento (Fig. 1.28c) (em geral disposta no entorno da caixa de escada), ou uma subestrutura treliçada (Fig. 1.29a).

As ligações flexíveis são mais simples de serem instaladas e têm menor custo em relação às ligações rígidas. Por outro lado, a necessidade de incluir as subestruturas de contraventamento

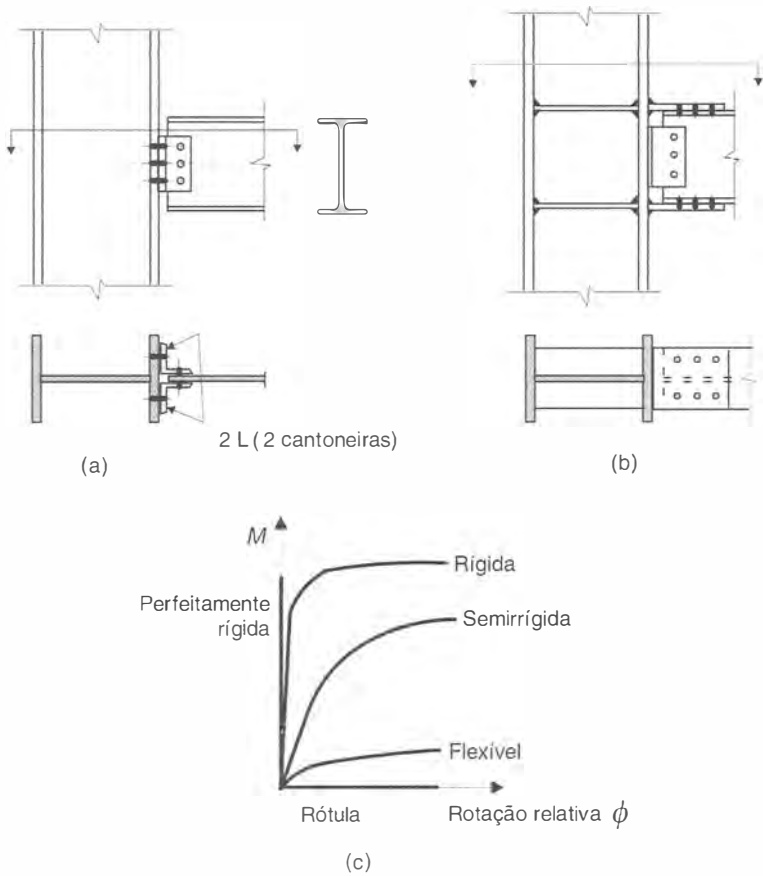


Fig. 1.27 Classificação de detalhes de ligação quanto à rigidez e à rotação: (a) ligação flexível, com dupla cantoneira de alma; (b) ligação rígida, com dupla cantoneira de alma e chapas de transpasse nas mesas (ou flanges) da viga; (c) curvas momento \times rotação relativa.

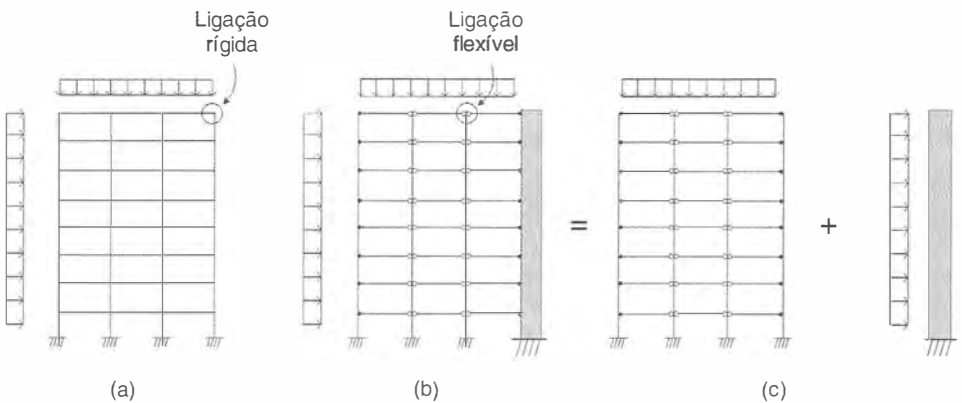


Fig. 1.28 Tipos de estruturas de edifícios: (a) pórtico (com ligações rígidas entre vigas e pilares); (b) estrutura com ligações viga-pilar flexíveis, a qual deve estar associada a uma subestrutura de contraventamento para fornecer rigidez lateral e resistir às ações horizontais; (c) decomposição dos sistemas componentes da estrutura da figura b com subestrutura de contraventamento do tipo parede-diafragma.

leva à concentração das forças horizontais nas suas fundações, enquanto no pórtico as forças horizontais se distribuem pelas fundações de todos os pilares. Além disso, o contraventamento treliçado pode produzir efeitos negativos do ponto de vista arquitetônico, como, por exemplo, a obstrução oferecida para posicionamento das janelas e portas da edificação.

Para contornar este inconveniente, as diagonais em X de contraventamento podem ser dispostas em K, como ilustrado na Fig. 129b.

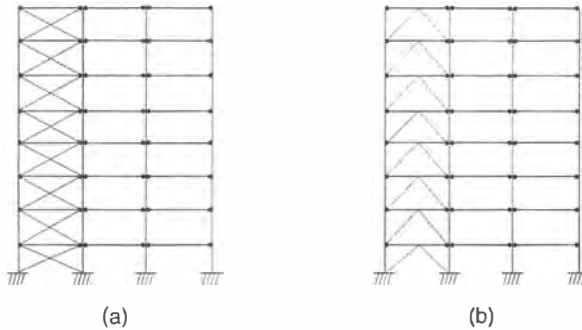


Fig. 1.29 Tipos de treliçado vertical para contraventamento: (a) em X; (b) em K.

A Fig. 1.30 ilustra os diagramas de esforços solicitantes dos dois tipos considerados de estruturas para edifícios (um com ligação rígida, outro com ligações flexíveis), respectivamente para ações de cargas verticais e cargas horizontais.

Observa-se na Fig. 1.30a que no pórtico (ligações rígidas) sob ação das cargas verticais, tanto as vigas quanto os pilares ficam sujeitos a momentos fletores; na verdade os pilares encontram-se sob flexocompressão. Já na estrutura contraventada (com ligações flexíveis) os pilares ficam sujeitos a compressão axial e as vigas à flexão. Para a ação das cargas horizontais (Fig. 1.30c) desenvolvem-se esforços de flexão em todos os elementos do pórtico, enquanto na estrutura com ligações flexíveis é a subestrutura de contraventamento que é mobilizada, ficando os elementos que compõem o treliçado vertical sujeitos a esforços normais (Fig. 1.30d). Em caso de contraventamento formado por paredes diafragmas (Fig. 1.28c) desenvolvem-se esforços de flexão.

Em termos de deslocabilidade lateral, a comparação entre os dois tipos de edificação (consideradas com os mesmos perfis nas vigas e nos pilares) dependerá da rigidez da subestrutura de contraventamento. No caso de paredes diafragmas e para os sistemas treliçados em geral utilizados, a estrutura contraventada apresenta-se mais rígida do que o pórtico.

A Fig. 1.31a mostra o esquema de um edifício com ligações viga-pilar flexíveis e com contraventamentos treliçados nos pórticos de fachada. Sob ação das cargas horizontais, o piso de cada andar funciona como uma estrutura no plano horizontal "apoiada" nos contraventamentos da fachada (Fig. 1.31b). Portanto, devem existir no mínimo três sistemas de contraventamento, os quais devem estar dispostos de maneira a prover equilíbrio ao piso como corpo rígido. Para isso, a estrutura de piso deve ter rigidez e resistência suficientes para distribuir as ações horizontais entre os sistemas de contraventamento, por exemplo, formando-se uma estrutura treliçada horizontal com as vigas de piso. No caso de estrutura de piso em laje de concreto pode-se admitir que a mesma resista aos esforços devidos às cargas horizontais e com rigidez infinita em seu próprio plano.

O equilíbrio do piso da Fig. 1.31b para ação de carga q_y , produz reações R_1 e R_3 iguais a $q_y \ell_x/2$ em cada contraventamento vertical das fachadas YZ.

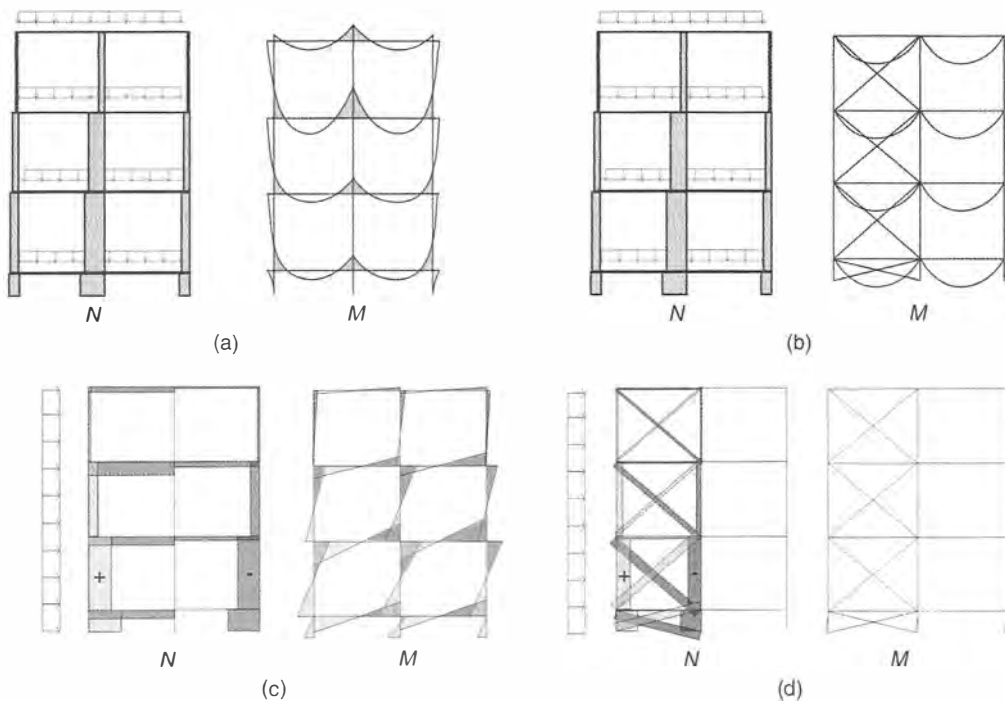


Fig. 1.30 Diagramas de esforços normais N e momento fletor M nos elementos de um pórtico (a) e de uma estrutura contraventada (b) sob ação de cargas verticais. Diagramas de esforços normais N e momento fletor M nos elementos de um pórtico (c) e de uma estrutura contraventada (d) sob ação de cargas horizontais.

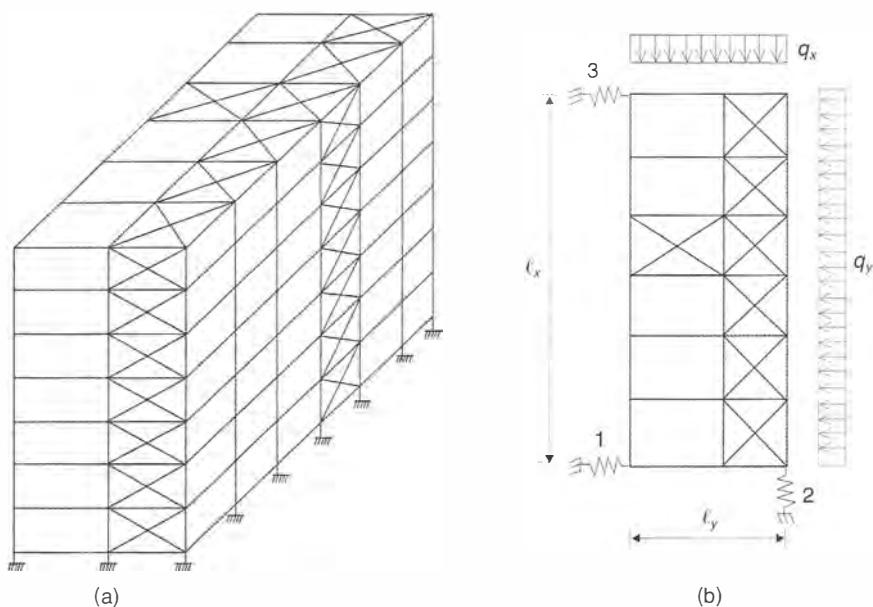


Fig. 1.31 Edifício com contraventamentos treliçados: (a) esquema estrutural tridimensional; (b) planta do andar-tipo.

Já a carga q_x fornece por equilíbrio do piso:

$$R_2 = q\ell_x$$

$$R_1 = -R_3 = q \frac{\ell_y^2}{2} \frac{1}{\ell_x}$$

1.9.5 Sistemas de Piso para Edificações

As estruturas de piso em edificações são, em geral, compostas de vigas principais e secundárias associadas a painéis de laje de concreto armado, conforme ilustra a Fig. 1.32a. Com as vigas secundárias pouco espaçadas, as lajes trabalham armadas na direção do menor vão. Sendo assim, as cargas verticais atuantes no piso são transferidas da laje para as vigas secundárias as quais se apóiam nas vigas principais e estas, por sua vez, as transmitem aos pilares. Além de transferir as cargas verticais aos pilares, os sistemas de piso são também responsáveis por distribuir entre os pilares e subestruturas de contraventamento as cargas de vento atuantes nas fachadas como está ilustrado na Fig. 1.31.

Para permitir a passagem de tubulações de serviço e reduzir o peso da estruturas, as vigas secundárias podem ser constituídas de vigas treliçadas denominadas *joists*. As vigas principais são geralmente compostas por perfis tipo I, em cujas almas podem ser executadas aberturas com ou sem reforços para permitir a passagem de tubulações.

As lajes de concreto armado podem ser executadas de diversas maneiras, seja por moldagem no local seja por pré-fabricação. Entre os sistemas mais utilizados, destaca-se a laje moldada no local sobre fôrma composta de chapa corrugada de aço, denominada *steel deck* (ver a Fig. 1.32b). Nesse sistema, a chapa de aço, além de atuar como escoramento na fase construtiva, funciona também como armadura inferior da laje. A aderência entre o concreto e o aço é garantida pela existência de mossas na superfície da chapa ou pelo atrito do concreto confinado nas fôrmas com cantos reentrantes. Em função do trabalho conjunto dos dois materiais, esse tipo de laje é denominado laje mista aço-concreto.

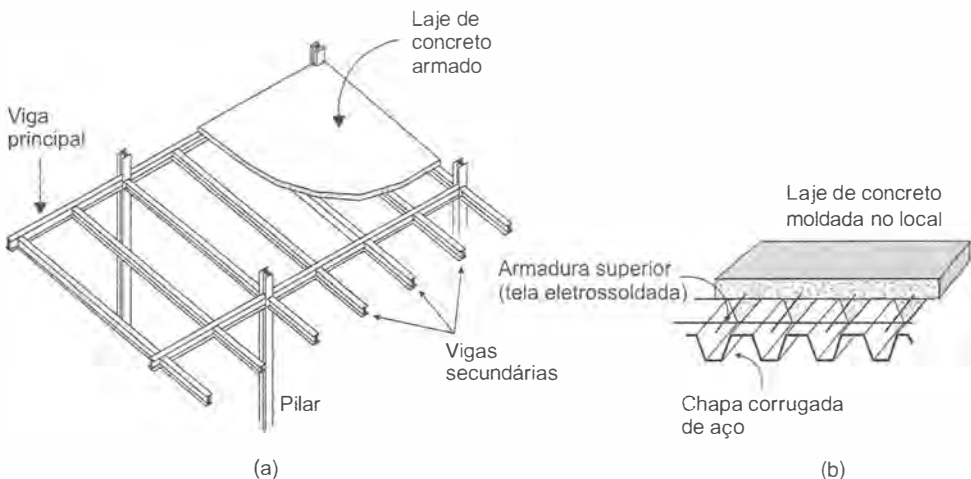


Figura 1.32 Sistemas de piso em edificações. (a) Vigas principais e vigas secundárias. (b) Laje tipo *steel deck*.

Os perfis metálicos das vigas podem ser associados às lajes de concreto armado por meio de conectores de cisalhamento (ver a Fig. 10.1a) e assim formar as vigas mistas. Além das vigas, os perfis de aço dos pilares também podem compor seções mistas através de conectores e de seu embebiamento em concreto (ver a Fig. 10.1c).

1.9.6 Galpões Industriais Simples

A Fig. 1.33a ilustra o esquema de um galpão metálico simples (sem ponte rolante), formado por associação de elementos lineares e sistemas planos.

As terças são vigas longitudinais (com comprimentos de vão em torno de 6 m) dispostas nos planos da cobertura e destinadas a transferir à estrutura principal as cargas atuantes naqueles planos, tais como peso do telhamento e sobrepensões e sucções devidas ao vento. As cargas de vento (*V*) produzem nas terças flexão reta em torno do eixo de maior inércia, enquanto as cargas gravitacionais (*G*) produzem flexão oblíqua (ver detalhe na Fig. 1.33b). O espaçamento entre as terças é definido pelo vão das chapas que compõem o telhamento e situa-se em geral na faixa entre 2 e 4 m para chapas metálicas.

O cobrimento das faces laterais dos galpões é em geral também executado com chapas corrugadas de aço, as quais se apoiam nas vigas de tapamento lateral. Essas vigas destinam-se também a transferir as cargas de vento das fachadas às estruturas principais através do apoio dessas vigas diretamente nas colunas dos pórticos principais. Para reduzir o vão das vigas de tapamento são instalados os tirantes de tapamento, os quais mobilizam a viga longitudinal superior e o contraventamento longitudinal no plano do telhado para transferir as cargas de vento às colunas principais. Podem também ser instaladas colunas de tapamento com fundação própria.

O sistema portante principal é, no caso da Fig. 1.33, o pórtico transversal formado pela associação rígida entre a treliça de cobertura e as duas colunas. Esse pórtico deve resistir à ação do vento nas fachadas longitudinais e na cobertura além das cargas gravitacionais.

Os sistemas de contraventamento são feitos por barras associadas geralmente em forma de X compondo sistemas treliçados. Esses sistemas são destinados principalmente a fornecer estabilidade espacial ao conjunto, além de distribuir as cargas de vento. Por exemplo, o contraventamento no plano da cobertura é essencial para a estabilidade lateral do banzo superior da treliça, comprimido por ação das cargas gravitacionais (ver Fig. 1.33c). A flambagem desses elementos comprimidos pode se dar no plano horizontal (ou plano da cobertura) e o contraventamento neste plano serve para reduzir os seus comprimentos de flambagem e, portanto, para aumentar suas resistências à compressão. As terças atuam neste sistema transferindo as forças de contenção lateral para o treliçado do contraventamento. No caso em que há predominância da sucção de vento na cobertura sobre as cargas gravitacionais, ocorre inversão de esforços internos nos elementos da treliça, e o banzo inferior passa a sofrer compressão. A contenção lateral desse elemento pode ser feita com o esquema de contraventamento ilustrado na figura do Problema 8.7.1e.

Na Fig. 1.33d está ilustrado um possível esquema estrutural longitudinal do galpão, caracterizado pelas ligações flexíveis viga-pilar. Neste caso, é essencial a adoção do contraventamento vertical entre pilares para oferecer rigidez na direção longitudinal ao conjunto e para absorver as cargas de vento atuando nas fachadas transversais e transferi-las às fundações.

Uma descrição completa de edifícios industriais em aço, além de elementos para o projeto dessas estruturas, podem ser encontrados em Bellei (1998) e em Ballio e Mazzolani (1983).

1.9.7 Sistemas de Elementos Bidimensionais

Os sistemas planos de elementos bidimensionais em aço são constituídos por chapas dobradas ou reforçadas com enrijecedores soldados.

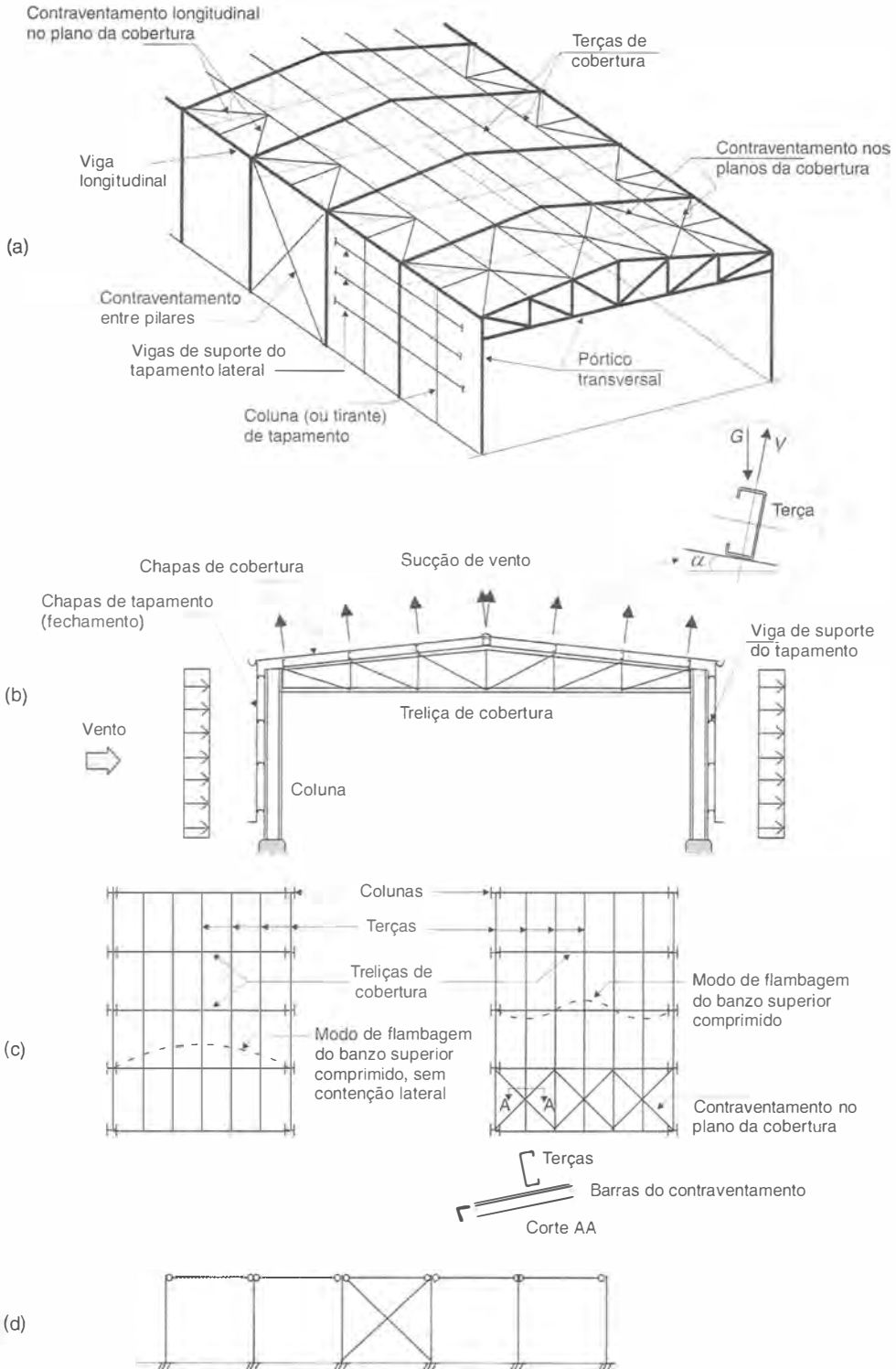


Fig. 1.33 Galpão metálico: (a) esquema tridimensional; (b) pórtico transversal sob ação do vento. No detalhe, terça sob flexão oblíqua; (c) planta da cobertura sem e com contraventamento; (d) vista longitudinal mostrando o contraventamento entre pilares.

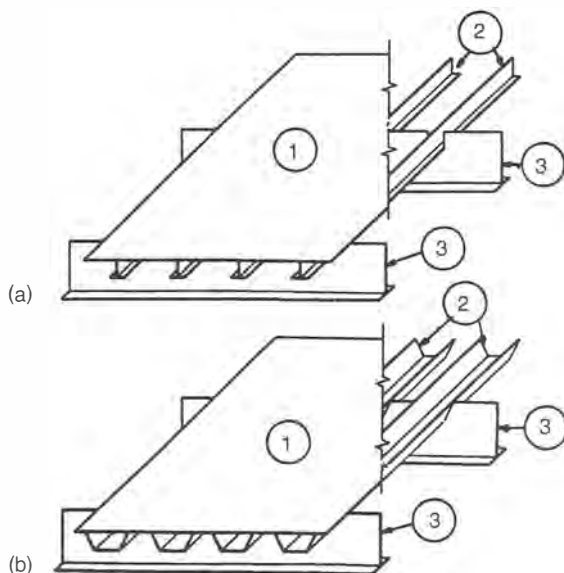


Fig. 1.34 Esquemas de painéis de placas enriquecidos em uma direção (placas ortotrópicas): (a) enrijecedores abertos, em forma de T; (b) enrijecedores fechados, em forma de U; 1 — chapa de topo; 2 — enrijecedor; 3 — viga transversal de apoio.

As chapas reforçadas com enrijecedores são muito utilizadas como lajes em pontes de grandes vãos, nas quais há interesse em reduzir o peso próprio da estrutura. Essas chapas enrijecidas, ilustradas na Fig. 1.34, têm inércia maior em uma direção. Por esse motivo elas são chamadas placas ortogonalmente anisotrópicas ou *ortotrópicas*. Este é o sistema utilizado no tabuleiro dos vãos metálicos da Ponte Rio-Niterói (ver Fig. 1.6).

1.10 | MÉTODOS DE CÁLCULO

1.10.1 Projeto Estrutural e Normas

Os objetivos de um projeto estrutural são:

- Garantia de segurança estrutural evitando-se o colapso da estrutura.
- Garantia de bom desempenho da estrutura evitando-se a ocorrência de grandes deslocamentos, vibrações, danos locais.

As etapas de um projeto estrutural podem ser reunidas em três fases:

- a) Anteprojeto ou projeto básico, quando são definidos o sistema estrutural, os materiais a serem utilizados, o sistema construtivo.
- b) Dimensionamento ou cálculo estrutural, fase na qual são definidas as dimensões dos elementos da estrutura e suas ligações de maneira a garantir a segurança e o bom desempenho da estrutura.
- c) Detalhamento, quando são elaborados os desenhos executivos da estrutura contendo as especificações de todos os seus componentes.

Nas fases de dimensionamento e detalhamento, utiliza-se, além dos conhecimentos de análise estrutural e resistência dos materiais, grande número de regras e recomendações referentes a:

- critérios de garantia de segurança;
- padrões de testes para caracterização dos materiais e limites dos valores de características mecânicas;
- definição de níveis de carga que representem a situação mais desfavorável;
- limites de tolerâncias para imperfeições na execução;
- regras construtivas etc.

Os conjuntos de regras e especificações, para cada tipo de estrutura, são reunidos em documentos oficiais, denominados *normas*, que estabelecem bases comuns, utilizadas por todos os engenheiros na elaboração dos projetos.

No que diz respeito aos critérios para garantia de segurança da estrutura, as normas para projeto de estruturas metálicas utilizavam, até meados da década de 1980, o Método das Tensões Admissíveis, quando passaram gradativamente a adotar o Método dos Coeficientes Parciais, denominado no Brasil de Método dos Estados Limites. Na literatura norte-americana este método é conhecido pela sigla LRFD – Load and Resistance Factor Design, que significa projeto com fatores aplicados às cargas e às resistências.

As normas e recomendações aplicadas a edificações – brasileira, NBR 8800:2008; canadense, CAN/CSA 516-01; europeia, EUROCODE3 – atualmente em vigor, baseiam-se no Método dos Estados Limites. As normas norte-americanas AISC (American Institute of Steel Construction) mantiveram paralelamente em vigor o método das tensões admissíveis (ASD – Allowable Stress Design) e o método LRFD através de dois documentos independentes. Em 2005 foi publicada a versão integrada da norma contendo os dois métodos em um único documento, ANSI/AISC 360-05. A norma brasileira NBR 8800 (2008) é essencialmente baseada na americana AISC-LRFD (2005). As principais mudanças em relação à norma anterior – NBR 8800 (1996) – podem ser encontradas em Fakury (2007).

1.10.2 Estados Limites

Um estado limite ocorre sempre que a estrutura deixa de satisfazer um de seus objetivos (ver Item 1.10.1). Eles podem ser divididos em:

- Estados limites últimos
- Estados limites de utilização.

Os estados limites últimos estão associados à ocorrência de cargas excessivas e consequente colapso da estrutura devido, por exemplo, a

- perda de equilíbrio como corpo rígido;
- plastificação total de um elemento estrutural ou de uma seção;
- ruptura de uma ligação ou seção;
- flambagem em regime elástico ou não;
- ruptura por fadiga.

Os estados limites de utilização (associados a cargas em serviço) incluem

- deformações excessivas;
- vibrações excessivas.

1.10.3 Método das Tensões Admissíveis

O dimensionamento utilizando tensões admissíveis se originou dos desenvolvimentos da Resistência dos Materiais em regime elástico. Neste método, o dimensionamento é considerado satisfatório quando a máxima tensão solitante σ em cada seção é inferior a uma tensão resistente reduzida por um coeficiente de segurança γ .

A tensão resistente é calculada considerando-se que a estrutura pode atingir uma das condições limites (estados limites últimos) citadas anteriormente no item 1.10.2.

No caso de elemento estrutural submetido à flexão simples sem flambagem lateral, a tensão resistente é tomada, neste método, igual à tensão de escoamento f_{yk} , o que corresponde ao início de plastificação da seção, e a equação de conformidade da estrutura é expressa por

$$\sigma_{\text{máx}} < \bar{\sigma} = \frac{f_{yk}}{\gamma} \quad (1.7)$$

onde $\bar{\sigma}$ = tensão admissível.

Os esforços solitantes (momento fletor, esforço normal etc.), a partir dos quais se calcula a tensão $\sigma_{\text{máx}}$, são obtidos através da análise em regime elástico da estrutura para cargas em serviço.

O coeficiente de segurança γ traduz o reconhecimento de que existem diversas fontes de incerteza na Eq. 1.7: por exemplo, incertezas quanto:

- à magnitude e distribuição do carregamento;
- às características mecânicas dos materiais;
- à modelagem estrutural (o modelo representa adequadamente a estrutura?);
- às imperfeições na execução da estrutura.

Para limitar essas incertezas nos projetos, foram adotadas as seguintes providências:

- padronização dos testes para determinação de características dos materiais;
- especificação de limites ou tolerâncias nas imperfeições de fabricação e execução;
- desenvolvimento de métodos de análise estrutural adequados, identificando-se as diferenças entre a estrutura real e o modelo;
- estudos estatísticos dos carregamentos ou especificação de níveis extremos de carga baseados em experiência anterior.

Além das verificações de resistência (estado limite último) são também necessárias verificações quanto à possibilidade de excessivas deformações sob cargas em serviço (estado limite de utilização).

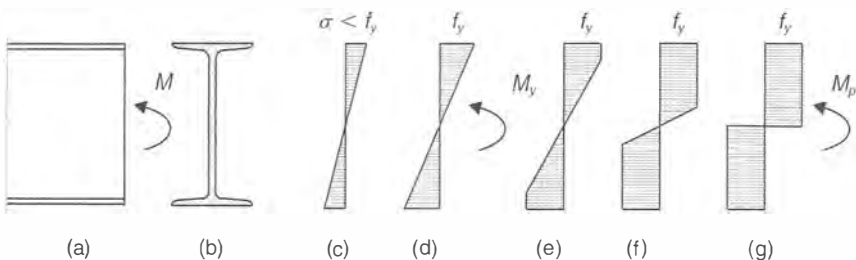


Fig. 1.35 Tensões normais de flexão e plastificação progressiva da seção.

O Método das Tensões Admissíveis possui as seguintes limitações:

- Utiliza-se de um único coeficiente de segurança para expressar todas as incertezas, independentemente de sua origem. Por exemplo, em geral a incerteza quanto a um valor especificado de carga de peso próprio é menor do que a incerteza associada a uma carga proveniente do uso da estrutura.
- Em sua origem o método previa a análise estrutural em regime elástico com o limite de resistência associado ao início de plastificação da seção mais solicitada. Não se consideravam reservas de resistência existentes após o início da plastificação, nem a redistribuição de momentos fletores causada pela plastificação de uma ou mais seções de estrutura hiperestática.

Esta última limitação foi apontada na década de 1930 quando foi desenvolvida a Teoria Plástica de Dimensionamento.

O método das tensões admissíveis é conhecido na literatura norte-americana pelas siglas ASD (Allowable Stress Design) ou WSD (Working Stress Design).

1.10.4 Teoria Plástica de Dimensionamento das Seções

O conceito básico está ilustrado na Fig. 1.35, onde se vê uma seção de uma peça submetida à flexão. As Figs. 1.35c a 1.35g representam os diagramas de tensões normais na seção para o momento fletor crescente. O momento M_y é o momento correspondente ao início de plastificação e M_p é o momento de plastificação total da seção. Como $M_p > M_y$, o saldo ($M_p - M_y$) constitui uma reserva de resistência em relação ao início de plastificação. Esse saldo é considerado na teoria plástica de dimensionamento. O cálculo da carga que produz a condição limite de resistência (colapso) baseada na plastificação total das seções é feito com a análise estrutural em regime plástico, abordada no Cap. 11.

Na teoria plástica de dimensionamento, a carga Q_{serv} atuante, em serviço, é comparada com a carga Q_u que produz o colapso da estrutura através da equação de conformidade do método:

$$\gamma Q_{serv} \leq Q_u \quad (1.8)$$

onde γ é o coeficiente de segurança único aplicado agora às cargas de serviço.

A condição limite de resistência baseada na plastificação total das seções está incorporada ao Método dos Estados Limites, no qual também é permitida a utilização da análise estrutural plástica dentro de certas limitações.

1.10.5 Método dos Estados Limites

Estados limites últimos. A garantia de segurança no método dos estados limites é traduzida pela equação de conformidade, para cada seção da estrutura:

$$S_d = S(\sum \gamma_{fi} F_i) < R_d = R(f_k / \gamma_m) \quad (1.9)$$

onde a solitação de projeto S_d (o índice d provém da palavra inglesa *design*) é menor que a resistência de projeto R_d . A solitação de projeto (ou solitação de cálculo) é obtida a partir de uma combinação de ações F_i , cada uma majorada pelo coeficiente γ_{fi} , enquanto a resistência de projeto é função da resistência característica do material f_k , minorada pelo coeficiente γ_m . Os coeficientes γ_f , de majoração das cargas (ou ações), e γ_m , de redução da resistência interna, refletem as variabilidades dos valores característicos dos diversos carregamentos e das propriedades mecânicas do material e outros fatores como discrepâncias entre o modelo estrutural e o sistema real. Trata-se de um método que considera as incertezas de forma mais racional do que o método das tensões admissíveis, além de considerar as reservas de resistência após o início da plastificação.

Na formulação deste método semiprobabilístico a solicitação S e a resistência R são tomadas como variáveis aleatórias com distribuições normais de probabilidades. A segurança das estruturas fica garantida sempre que a diferença ($R - S$), denominada margem de segurança M , for positiva. A Fig. 1.36 mostra a distribuição de probabilidade da variável aleatória M , onde se observa que a área hachurada corresponde à probabilidade de colapso p_u , a qual será tanto menor quanto maior for a distância entre o valor médio M_m e a origem. Esta distância é expressa pelo produto do índice de confiabilidade β pelo desvio padrão de M , σ_M .

Os coeficientes parciais de segurança (γ_f e γ_m) da Eq. (1.9) são calculados através de métodos de análise de confiabilidade (Schneider, 1997), de modo que a probabilidade de colapso seja menor que um valor suficientemente pequeno, em geral variando entre 10^{-4} e 10^{-6} por ano de utilização, dependendo do tipo de colapso e suas conseqüências.

Esses valores de probabilidade de colapso, entretanto, não refletem a realidade das estatísticas, pois não consideram a existência dos erros humanos, que são, de fato, os maiores causadores dos danos e colapsos (Schneider, 1997). Os erros humanos devem ser combatidos com providências tais como:

- Promover a constante atualização e treinamento dos técnicos por meio de publicações e discussões sobre exemplos de experiências malsucedidas (Cunha et al., 1996 e 1998);
- Exigir documentos claros e completos;
- Criar e manter mecanismos de controle em todas as etapas de projeto e execução, como, por exemplo, realizar sempre verificações de critérios, cálculos e desenhos de projeto.

Ações. As ações a serem consideradas no projeto das estruturas são as cargas que nelas atuam ou deformações impostas (por variação de temperatura, recalques etc.). Os valores das ações a serem utilizados no cálculo podem ser obtidos por dois processos:

- a) Critério estatístico, adotando-se valores característicos F_k , isto é, valores de ações que correspondam a uma certa probabilidade de serem excedidos.
- b) Critério determinístico, ou fixação arbitrária dos valores de cálculo. Em geral, escolhem-se valores cujas solicitações representam uma envoltória das solicitações produzidas pelas cargas atuantes.

Em face das dificuldades em se aplicar um tratamento estatístico para algumas ações, as normas, muitas vezes, fixam arbitrariamente os valores a adotar no projeto das estruturas. Na medida em que os conhecimentos probabilísticos da incidência das cargas forem se aprimorando, a tendência será adotar o critério estatístico para as mesmas.

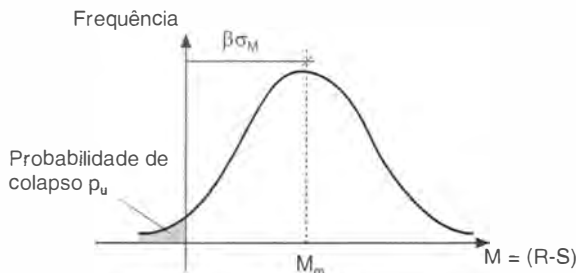


Fig. 1.36 Distribuição de probabilidade da variável M (margem de segurança), igual à diferença entre a resistência R e a solicitação S .

As normas brasileiras que se ocupam das cargas sobre as estruturas são:

NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações.

NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestres.

Cálculo das solicitações atuantes. Os esforços solicitantes oriundos de ações estáticas ou quase-estáticas e que atuam nas diversas seções de uma estrutura podem ser calculados por diversos processos em função da consideração dos efeitos não lineares (ver item 11.1). No que diz respeito ao regime de tensões desenvolvidas no material, elástico ou inelástico, podem-se distinguir dois processos:

- a) Estática clássica ou elástica, admitindo-se que a estrutura se deforma em regime elástico.
- b) Estática inelástica, considerando-se o efeito das deformações plásticas, nas seções mais solicitadas, sobre a distribuição dos esforços solicitantes provocados pelas cargas (ver Cap. 11).

A redistribuição de esforços solicitantes só se verifica em sistemas estruturais estaticamente indeterminados, nos quais os esforços solicitantes dependem das deformações do sistema. Nas estruturas estaticamente determinadas, ou isostáticas, os esforços solicitantes das seções não dependem das deformações, admitindo-se, naturalmente, que as mesmas sejam pequenas.

O cálculo das solicitações pela estática inelástica apresenta melhor coerência com o dimensionamento das seções no estado limite de plastificação.

Na prática profissional, entretanto, o cálculo elástico dos esforços solicitantes é o mais utilizado, tendo em vista sua maior simplicidade, e o fato de ser a favor da segurança.

Combinação de solicitações segundo a NBR 8800. A norma brasileira NBR 8800 adotou uma formulação compatível com as normas nacionais e internacionais de segurança das estruturas. A Norma Brasileira NBR 8681 da ABNT — Ações e Segurança nas Estruturas — fixa os critérios de segurança das estruturas e de quantificação das ações e das resistências a serem adotados nos projetos de estruturas constituídas de quaisquer dos materiais usuais na construção civil.

As solicitações de projeto (S_d) podem ser representadas como combinações de solicitações S devidas às ações F_k pela expressão:

$$S_d = \sum \gamma_{f3} S[(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot F_k)], \quad (1.10)$$

em que os coeficientes γ_{f1} , γ_{f2} , γ_{f3} têm os seguintes significados:

γ_{f1} = coeficiente ligado à dispersão das ações: transforma os valores característicos das ações (F_k) correspondentes à probabilidade de 5% de ultrapassagem em valores extremos de menor probabilidade de ocorrência; γ_{f1} tem um valor da ordem de 1,15 para cargas permanentes e 1,30 para cargas variáveis.

γ_{f2} = coeficiente de combinação de ações.

γ_{f3} = coeficiente relacionado com tolerância de execução, aproximações de projeto, diferenças entre esquemas de cálculo e o sistema real etc.: γ_{f3} tem um valor numérico da ordem de 1,15.

Observa-se na Eq. (1.10) que os coeficientes γ_{f1} e γ_{f2} aplicam-se diretamente às ações F_k , enquanto o coeficiente γ_{f3} aplica-se às solicitações (esforços normais, momentos fletores etc.) geradas pelas ações. Se o cálculo das solicitações for efetuado por análise linear (elástica de primeira ordem), então as solicitações são proporcionais às ações e o cálculo pode ser feito,

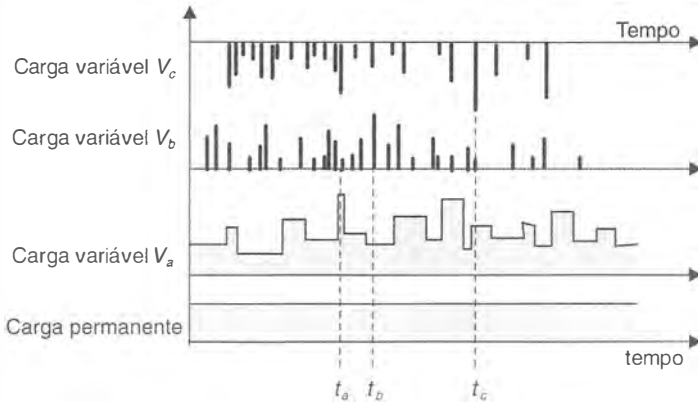


Fig. 1.37 Variação das ações no decorrer do tempo.

quer aplicando-se os coeficientes como na Eq. (1.10), quer aplicando-se os três coeficientes diretamente às ações. Podem-se, neste caso, efetuar as combinações de ações. Por outro lado, se a análise estrutural é não linear geométrica (ou de segunda ordem) e/ou física, os coeficientes devem ser aplicados conforme indica a Eq. (1.10), combinando-se as solicitações.

Para o cálculo das solicitações de projeto S_d , as ações devem ser combinadas de forma a expressar as situações mais desfavoráveis para a estrutura durante sua vida útil prevista. A Fig. 1.37 ilustra a variação das ações em uma estrutura no decorrer do tempo mostrando os instantes (ou intervalos) de tempo t_a , t_b e t_c para os quais cada uma das ações variáveis V_c , V_b e V_a , respectivamente, atinge seu valor característico.

As combinações de ações referem-se a esses instantes, nos quais cada ação variável, por sua vez, é dominante e é combinada às ações permanentes e às outras ações variáveis simultâneas que produzem acréscimos de solicitações (efeito desfavorável). Por exemplo, se a ação V_c produz esforços contrários aos de V_b e V_a , então na combinação em que V_a for dominante entram apenas G e V_b .

Definem-se os seguintes tipos de combinações de ações para verificações nos estados limites últimos:

- *Combinação normal*: combinação que inclui todas as ações decorrentes do uso previsto da estrutura.
- *Combinação de construção*: combinação que considera ações que podem promover algum estado limite último na fase de construção da estrutura.
- *Combinação especial*: combinação que inclui ações variáveis especiais, cujos efeitos têm magnitude maior que os efeitos das ações de uma combinação normal.
- *Combinação excepcional*: combinação que inclui ações excepcionais, as quais podem produzir efeitos catastróficos, tais como explosões, choques de veículos, incêndios e sismos.

Para as combinações de ações, a Eq. (1.10) pode ser simplificada, fazendo $\gamma_{f1} \times \gamma_{f3} = \gamma_f$ e afetando cada ação variável secundária de um fator de combinação Ψ_0 , equivalente ao coeficiente γ_{f2} .

As *combinações normais* de ações para estados limites últimos são escritas em função dos valores característicos das ações permanentes G e variáveis Q :

$$F_d = \sum \gamma_{qi} G_i + \gamma_{q1} Q_1 + \sum \gamma_{qi} \Psi_0 Q_i \tag{1.11}$$

- onde Q_1 é a ação variável de base (ou principal) para a combinação estudada;
 Q_j representa as ações variáveis que atuam simultaneamente a Q_1 e que têm efeito desfavorável;
 γ_g, γ_q são coeficientes de segurança parciais aplicados às cargas;
 Ψ_0 é o fator de combinação que reduz as ações variáveis para considerar a baixa probabilidade de ocorrência simultânea de ações de distintas naturezas com seus valores característicos.

As combinações últimas de construção e especiais são também escritas como na Eq. (1.11). Nestes casos, o fator Ψ_0 pode ser substituído por Ψ_2 quando a ação dominante tiver tempo de duração muito curto.

Os valores dos coeficientes de segurança parciais γ_f (γ_g, γ_q etc.) podem ser obtidos na Tabela 1.5, e os valores do fator de combinação Ψ_0 encontram-se na Tabela 1.6.

A NBR 8800 apresenta ainda valores γ_f para combinações normais em que as cargas permanentes (de correntes de peso) são agrupadas e afetadas por um único γ_g , bem como para o agrupamento das cargas variáveis. Os valores dos coeficientes dependem da magnitude das cargas decorrentes do uso da estrutura (Q_{uso}).

Tabela 1.5 Coeficientes de Segurança Parciais γ_f Aplicados às Ações (ou Solicitações) no Estado Limite Último (NBR 8800)

Ações		Combinações		
		Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
P e r m a n e n t e s	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)	1,10 (1,00)
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	1,35 (1,00)	1,25 (1,00)	1,15 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)	1,20 (1,00)
	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	1,50 (1,00)	1,40 (1,00)	1,30 (1,00)
	Deformações impostas por recalques de apoio, imperfeições geométricas, retração e fluência do concreto	1,20 (1,00)	1,20 (1,00)	0 (0)
V a r i á v e i s	Efeito de temperatura	1,20	1,00	1,00
	Ação do vento	1,40	1,20	1,00
	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes de uso e ocupação	1,50	1,30	1,00

$$1,35 \sum G_i + 1,50 (Q_1 + \sum \Psi_{0j} Q_j) \quad \text{para } Q_{\text{uso}} > 5 \text{ kN/m}^2 \quad (1.12a)$$

$$1,40 \sum G_i + 1,40 (Q_1 + \sum \Psi_{0j} Q_j) \quad \text{para } Q_{\text{uso}} < 5 \text{ kN/m}^2 \quad (1.12b)$$

As ações excepcionais (E), tais como explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos etc., são combinadas com outras ações de acordo com a equação:

$$F_d = \sum \gamma_{G_i} G_i + E + \sum \gamma_{i_j} \Psi_{2_j} Q_j \quad (1.13)$$

Esforços resistentes. Denominam-se esforços resistentes, em uma dada seção de estrutura, as resultantes das tensões internas, na seção considerada.

Os esforços internos (esforço normal, momento fletor etc.) resistentes denominam-se resistência última R_n , e são calculados, em geral, a partir de expressões derivadas de modelos semi-analíticos em função de uma tensão resistente característica (por exemplo, f_{yk}). Define-se a tensão resistente característica como o valor abaixo do qual situam-se apenas 5% dos resultados experimentais de tensão resistente.

Tabela 1.6 Valores dos Fatores de Combinação Ψ_0 e de Redução Ψ_1 e Ψ_2 para as Ações Variáveis (NBR 8800)

Ações		γ_{f_2}		
		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ⁽¹⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ⁽²⁾	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

Notas:

⁽¹⁾Edificações residenciais de acesso restrito.

⁽²⁾Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público.

A resistência de projeto R_d é igual à resistência última dividida pelo coeficiente parcial de segurança γ_m :

$$R_d = \frac{R_u (f_k)}{\gamma_m} \quad (1.14)$$

onde $\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3}$

sendo γ_{m1} o coeficiente que considera a variabilidade da tensão resistente, transformando o seu valor característico em um valor extremo com menor probabilidade de ocorrência;

γ_{m2} o coeficiente que considera as diferenças entre a tensão resistente obtida em ensaios padronizados de laboratório e a tensão resistente do material na estrutura;

γ_{m3} o coeficiente que leva em conta as incertezas no cálculo de R_u em função de desvios construtivos ou de aproximações teóricas.

Os valores do coeficiente γ_m são dados na Tabela 1.7 em função do tipo de combinação de ações. Para o aço estrutural de perfis, pinos e parafusos, os valores γ_m dependem do estado limite último considerado. Além dos valores mostrados na Tabela 1.7, outros valores associados a situações específicas de ruptura serão indicados apropriadamente ao longo desta obra.

Tabela 1.7 Valores do Coeficiente γ_m Parcial de Segurança. Aplicado às Resistências (NBR 8800)

Material	γ_m	Combinações de Ações		
		Normais	Especiais ou de construção	Excepcionais
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estados limites de escoamento e flambagem	γ_{a1}	1,10	1,10	1,00
Aço estrutural, pinos e parafusos – Estado limite de ruptura.	γ_{a2}	1,35	1,35	1,15
Concreto	γ_c	1,40	1,20	1,20
Aço de armadura de concreto armado	γ_s	1,15	1,15	1,00

Estados limites de utilização. No dimensionamento dos estados limites é necessário verificar o comportamento da estrutura sob ação das cargas em serviço, o que se faz com os estados limites de utilização, que correspondem à capacidade da estrutura de desempenhar satisfatoriamente as funções a que de destina.

Deseja-se evitar, por exemplo, a sensação de insegurança dos usuários de uma obra na presença de deslocamentos ou vibrações excessivas; ou ainda prejuízos a componentes não-estruturais, como alvenarias e esquadrias.

Para os estados limites de utilização (ou de serviço) definem-se três valores representativos das ações variáveis Q em função do tempo de duração das ações e de sua probabilidade de ocorrência:

Valor raro (característico): Q
 Valor frequente: $\Psi_1 Q$
 Valor quase-permanente: $\Psi_2 Q$

sendo os coeficientes Ψ_1 e Ψ_2 ($\Psi_2 < \Psi_1$) dados na Tabela 1.6, para cada tipo de ação.

As combinações de ações nos estados limites de utilização são efetuadas considerando a ação variável dominante com um dos valores representativos mencionados anteriormente, combinada com as ações permanentes G_i e as outras ações variáveis Q_j . Resultam os seguintes tipos de combinação:

Combinação quase-permanente

$$F = \sum G_i + \Psi_2 Q_1 + \sum \Psi_{2j} Q_j \quad (1.15a)$$

Combinação frequente

$$F = \sum G_i + \Psi_1 Q_1 + \sum \Psi_{1j} Q_j \quad (1.15b)$$

Combinação rara

$$F = \sum G_i + Q_1 + \sum \Psi_{1j} Q_j \quad (1.15c)$$

Tabela 1.8 Deslocamentos Máximos para Estados Limites de Serviço

Elemento Estrutural		Esforço/ação	$\gamma_{\text{máx}}^{(1)}$
Travessa de fechamento (ou tapamento)		Flexão no plano do fechamento	$L/180$
		Flexão no plano perpendicular ao fechamento devido ao vento – valor raro	$L/120$
Terça de cobertura em geral		Combinação rara de serviço para cargas de gravidade + sobrepessão de vento	$L/180$
		Sucção de vento – valor raro	$L/120$
Viga de cobertura	Em geral	Combinação quase-permanente	$L/250$
	Telhado de pouca declividade ⁽²⁾	Combinação frequente	
	Com forros frágeis	Combinação rara de ações posteriores à colocação do forro	
Vigas de piso	Em geral	Combinação quase-permanente	$L/350$
	Com paredes sobre ou sob a viga	Combinação rara de ações posteriores à colocação da parede	$L/350$ e 15 mm
Edifícios de n pavimentos – deslocamento horizontal do topo em relação à base			$n = 1; H/300$ $n \geq 2; H/400$

⁽¹⁾ L é o vão teórico entre apoios para vigas biapoiadas; L é o dobro do vão em balanço; H é a altura total do pilar.

⁽²⁾ Para evitar o empoçamento em coberturas com inclinação inferior a 5%.

As combinações de ações assim definidas são utilizadas para verificação dos estados limites de serviço conforme o rigor com que se deseja aplicar os valores limites dos efeitos verificados. Por exemplo, um valor limite de deslocamento vertical em viga é aplicado ao deslocamento resultante de uma combinação quase-permanente de ações para evitar a ocorrência de deslocamentos excessivos na viga. Se, por outro lado, a viga suportar elementos frágeis, sujeitos à fissuração, tais como paredes divisórias, então deve-se ter maior rigor na verificação e restringir o deslocamento resultante de uma combinação rara de ações em serviço.

Cabe ao projetista a seleção das combinações de ações de serviço a serem utilizadas conforme a destinação prevista para a estrutura e as propriedades dos equipamentos e dos materiais dos elementos acessórios instalados na estrutura.

Na Tabela 1.8 encontram-se alguns valores de deslocamentos máximos recomendados pela NBR 8800, em função do tipo de elemento estrutural e das ações consideradas.

Além do estado limite de deformação elástica, deve também ser verificado o estado limite de vibração excessiva. As cargas móveis e o vento podem produzir vibrações nas estruturas e causar desconforto aos usuários. Em geral essas verificações devem ser realizadas por meio de análise dinâmica da estrutura considerando uma modelagem adequada para as ações.

1.11 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

1.11.1 Uma viga de edifício comercial está sujeita a momentos fletores oriundos de diferentes cargas:

peso próprio de estrutura metálica	$M_{g1} = 10 \text{ kNm}$
peso dos outros componentes não metálicos permanentes	$M_{g2} = 50 \text{ kNm}$
ocupação da estrutura	$M_q = 30 \text{ kNm}$
vento	$M_v = 20 \text{ kNm}$

Calcular o momento fletor solicitante de projeto $M_{d\text{sol}}$.

Solução

As solicitações M_{g1} e M_{g2} são permanentes e devem figurar em todas as combinações de esforços. As solicitações M_q e M_v são variáveis e devem ser consideradas, uma de cada vez, como dominantes nas combinações. Têm-se então as seguintes combinações:

$$1,25 M_{g1} + 1,5 M_{g2} + 1,5 M_q + 1,4 \times 0,6 M_v = 149,3 \text{ kNm}$$

$$1,25 M_{g1} + 1,5 M_{g2} + 1,4 M_v + 1,5 \times 0,7 M_q = 147,0 \text{ kNm}$$

O momento fletor solicitante de projeto $M_{d\text{sol}} = 149,3 \text{ kNm}$.

1.11.2 Uma diagonal de treliça de telhado está sujeita aos seguintes esforços normais (+ tração) oriundos de diferentes cargas:

peso próprio da treliça e cobertura metálicas	$N_g = 1 \text{ kN}$
vento de sobresspressão v_1	$N_{v1} = 1,5 \text{ kN}$
vento de sucção v_2	$N_{v2} = -3 \text{ kN}$
sobrecarga variável	$N_q = 0,5 \text{ kN}$

Calcular o esforço normal solicitante de projeto.

Solução

Neste caso as cargas variáveis v_1 e v_2 não ocorrem simultaneamente; logo, não se combinam. Na combinação em que a carga v_2 for dominante, a carga permanente terá efeito favorável. Tem-se então:

$$1,25 N_g + 1,4 N_{v_1} + 1,5 \times 0,5 N_q = 3,87 \text{ kN}$$

$$1,0 N_g + 1,4 N_{v_2} = -3,20 \text{ kN}$$

$$1,25 N_g + 1,5 N_q + 1,4 \times 0,6 N_{v_1} = 3,26 \text{ kN}$$

Observa-se neste exemplo uma característica típica de cobertura em aço: por ser uma estrutura leve, a ação do vento de sucção produziu reversão nos sinais dos esforços devidos ao peso próprio. Portanto, a diagonal deverá ser projetada para suportar com segurança os seguintes esforços normais de projeto:

$$N_d = 3,87 \text{ kN (tração)}$$

$$N_d = -3,26 \text{ kN (compressão)}$$

1.12 | PROBLEMAS PROPOSTOS

1.12.1 O carbono aumenta a resistência do aço. Por que durante o processo de fabricação do aço remove-se uma certa quantidade de carbono do ferro fundido?

1.12.2 Quais os objetivos de adicionar elementos de liga (cobre, manganês, molibdênio etc.) aos aços-carbono para compor os aços de baixa liga?

1.12.3 Explique o que é ductilidade e qual a importância desta característica do aço em sua utilização em estruturas.

1.12.4 Uma haste de aço sujeita a cargas cíclicas tem sua resistência determinada por fadiga. Comente as providências propostas no sentido de aumentar a resistência da peça:

- aumentar as dimensões transversais da haste;
- mudar o tipo de aço para outro mais resistente;
- mudar o detalhe de solda para atenuar o efeito de concentração de tensões.

1.12.5 Quais os procedimentos de proteção da estrutura de aço contra corrosão?

1.12.6 Qual o objetivo do contraventamento no plano da cobertura em viga treliçada de um galpão industrial (Fig. 1.33)?

1.12.7 Qual a origem das tensões residuais em perfis laminados e em perfis soldados?

1.12.8 Em que se baseia o Método das Tensões Admissíveis e quais são as suas limitações?

1.12.9 Defina os termos S_d , R_d , γ_f e γ_m da Eq. (1.9).

Peças Tracionadas

2.1 TIPOS CONSTRUTIVOS

Denominam-se peças tracionadas as peças sujeitas a solicitações de tração axial, ou tração simples.

As peças tracionadas são empregadas nas estruturas, sob diversas formas, conforme ilustrado na Fig. 2.1:

- tirantes ou pendurais;
- contraventamentos de torres (estais);
- travejamentos de vigas ou colunas, geralmente com dois tirantes em forma de X;
- tirantes de vigas armadas;
- barras tracionadas de treliças.

As peças tracionadas podem ser constituídas por barras de seção simples ou composta, como, por exemplo (ver Fig. 2.2):

- barras redondas;
- barras chatas;

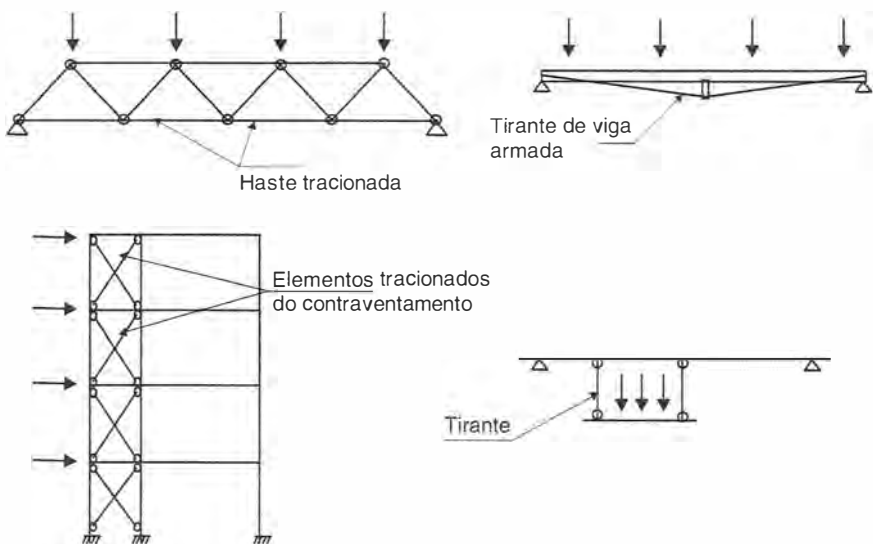


Fig. 2.1 Elementos tracionados em estruturas.

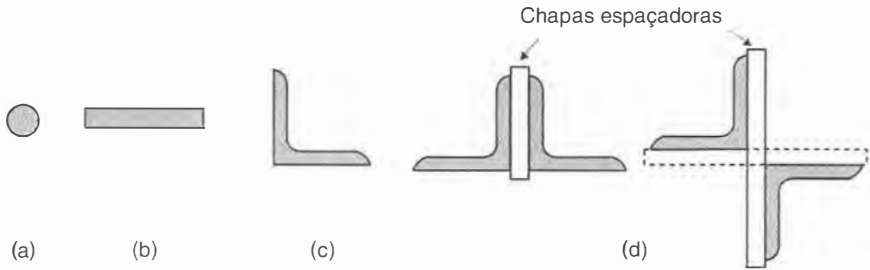


Fig. 2.2 Tipos de perfis utilizados em peças tracionadas: (a) barra redonda; (b) barra chata; (c) perfil laminado simples (cantoneira); (d) seções compostas de dois perfis laminados (dupla cantoneira com faces opostas ou cantoneiras opostas pelo vértice).

- perfis laminados simples (L, U, I);
- perfis laminados compostos.

As ligações das extremidades das peças tracionadas com outras partes da estrutura podem ser feitas por diversos meios, a saber:

- soldagem;
- conectores aplicados em furos;
- rosca e porca (caso de barras rosqueadas).

A Fig. 2.3 mostra o desenho de um nó de treliça, cujas barras são formadas por associação de duas cantoneiras. As barras são ligadas a uma chapa de nó, denominada *gusset* (palavra da língua francesa, também utilizada em inglês), cuja espessura t é igual ao espaçamento entre as cantoneiras. As ligações das barras com a chapa *gusset* são feitas por meio de furos e conectores.

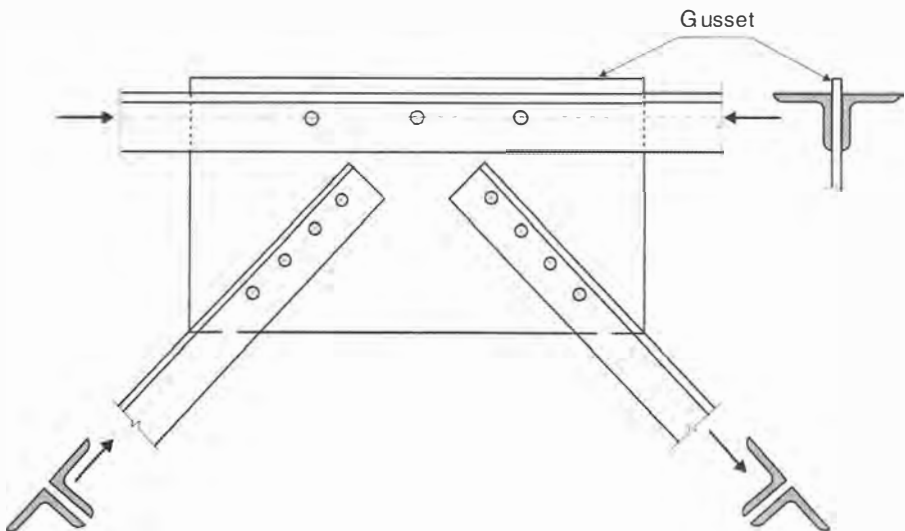


Fig. 2.3 Nó de uma treliça metálica, com barras formadas por cantoneiras duplas ligadas a uma chapa *gusset*. O banzo superior e a diagonal à esquerda estão comprimidos enquanto a diagonal à direita está tracionada.

2.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

2.2.1 Distribuição de Tensões Normais na Seção

Nas peças tracionadas com furos, as tensões em regime elástico não são uniformes, verificando-se tensões mais elevadas nas proximidades dos furos, como se vê na Fig. 2.4a. No estado limite, graças à ductilidade do aço, as tensões atuam de maneira uniforme em toda a seção da peça (Fig. 2.4b). Às tensões σ_N , devidas ao esforço normal de tração N , somam-se as tensões residuais σ_r (Seção 1.8), oriundas do processo de fabricação, e cuja resultante é nula em cada seção como mostra a Fig. 2.4c, para uma chapa laminada. Com o acréscimo da força de tração ocorre a plastificação progressiva da seção, como ilustrado na Fig. 2.4d. A força de tração N_y que provoca a plastificação total da seção não se altera com a presença das tensões residuais. Da mesma forma, a carga N_{ir} para a qual a peça com furo atinge o estado limite, independe das tensões residuais.

2.2.2 Estados Limites Últimos e Esforços Normais Resistentes

A resistência de uma peça sujeita à tração axial pode ser determinada por:

- Ruptura da seção com furos;
- Escoamento generalizado da barra ao longo de seu comprimento, provocando deformações exageradas.

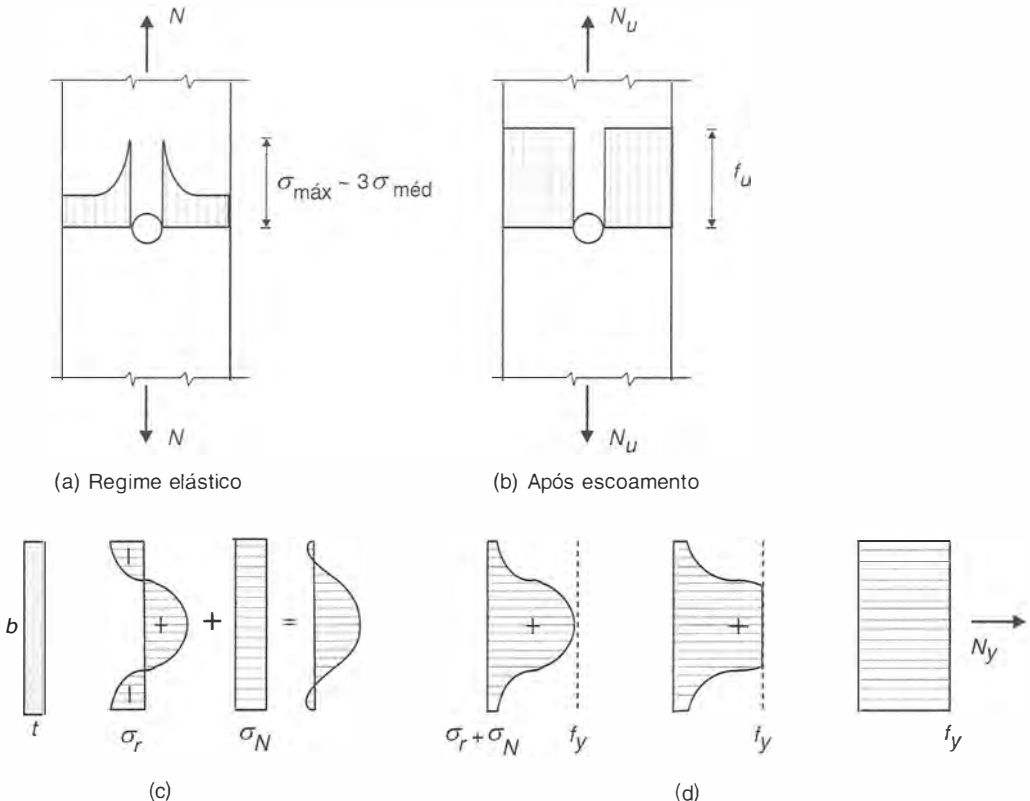


Fig. 2.4 Tensões normais σ_y de tração axial. (a) e (b) em uma peça tracionada com furo; (c) e (d) σ_N adicionadas às tensões residuais σ_r .

O escoamento da seção com furos conduz a um pequeno alongamento da peça e não constitui um estado limite.

Nas peças com perfis de pequena espessura com ligações por grupo de conectores pode ocorrer um tipo de colapso denominado cisalhamento de bloco (ver Item 2.2.7).

Peças em Geral, com Furos

Nas peças com furos, dos tipos indicados na Fig. 2.3, a resistência de projeto é dada pelo menor dos seguintes valores:

- a) Ruptura da seção com furos, de área A_n (área líquida)

$$R_{df} = \frac{A_{n,ef} \cdot f_u}{\gamma_{\sigma 2}} \quad (2.1a)$$

com $\gamma_{\sigma 2} = 1,35$ para esforço normal solicitante decorrente de combinação normal de ações (ver Tabela 1.7);

f_u = tensão resistente à tração do aço (ver Fig. 1.12);

$A_{n,ef}$ = área líquida efetiva (Item 2.2.6).

- b) Escoamento da seção bruta, de área A_g

$$R_{dt} = \frac{A_g \cdot f_y}{\gamma_{\sigma 1}} \quad (2.1b)$$

onde $\gamma_{\sigma 1} = 1,10$ para esforço normal solicitante decorrente de combinação normal de ações (ver Tabela 1.7);

f_y = tensão de escoamento à tração do aço (ver Fig. 1.13).

Peças com Extremidades Rosqueadas

As barras com extremidades rosqueadas, consideradas neste item, são barras com diâmetro igual ou superior a 12 mm (1/2"), nas quais o diâmetro externo da rosca é igual ao diâmetro nominal da barra. O dimensionamento dessas barras é determinado pela ruptura da seção da rosca.

Considerando-se que, com os tipos de rosca usados na indústria, a relação entre a área efetiva à tração na rosca (A_{ef}) e a área bruta da barra (A_g) varia dentro de uma faixa limitada (0,73 a 0,80), é possível calcular a resistência das barras tracionadas em função da área bruta A_g , com um coeficiente médio 0,75. Nessas condições, a resistência de projeto de barras rosqueadas pode ser obtida com a expressão:

$$R_d = \frac{0,75 A_g f_u}{\gamma_{\sigma 2}} \leq \frac{A_g f_y}{\gamma_{\sigma 1}} \quad (2.2)$$

com $\gamma_{\sigma 1}$ e $\gamma_{\sigma 2}$ dados na Tabela 1.7.

Chapas Ligadas por Pinos

No caso de chapas ligadas por pinos, a resistência é determinada pela ruptura da seção líquida efetiva. O assunto será tratado na Seção 9.3.

2.2.3 Limitações de Esbeltez das Peças Tractionadas

Denomina-se índice de esbeltez de uma haste a relação entre seu comprimento l entre pontos de apoio lateral e o raio de giração mínimo i_{\min} da seção transversal [ver Eq. (5.3)]. Nas peças

Tabela 2.1 Valor de Esbeltez Limite em Peças Tracionadas

	AISC, NB
Peças tracionadas, exceto tirantes de barras redondas pré-tracionadas	300

tracionadas, o índice de esbeltez não tem importância fundamental, uma vez que o esforço de tração tende a retificar a haste, reduzindo excentricidades construtivas iniciais. Apesar disso, as normas fixam limites superiores do índice de esbeltez de peças tracionadas (ver Tabela 2.1), com a finalidade de reduzir efeitos vibratórios provocados por impactos, ventos etc.

Em peças tracionadas compostas por perfis justapostos com afastamento igual à espessura das chapas espaçadoras (Fig. 2.2d), o comprimento l entre pontos de apoio lateral pode ser tomado igual a distância entre duas chapas espaçadoras. Dessa forma, a esbeltez máxima de cada perfil isolado fica limitada ao valor prescrito na Tabela 2.1.

2.2.4 Diâmetros dos Furos de Conectores

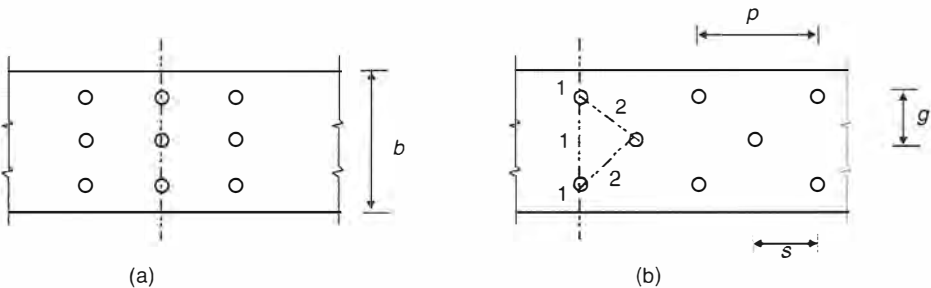
Quando as seções recebem furos para permitir ligações com conectores (rebites ou parafusos), a seção da peça é enfraquecida pelos furos. Os tipos de furos adotados em construções metálicas são realizados por puncionamento ou por broqueamento.

O processo mais econômico e usual consiste em puncionar um furo com diâmetro 1,5 mm superior ao diâmetro do conector. Essa operação danifica o material junto ao furo, o que se compensa, no cálculo, com uma redução de 1 mm ao longo do perímetro do furo.

No caso de furos-padrão (Fig. 3.5a), o diâmetro total a reduzir é igual ao diâmetro nominal do conector (d) acrescido de 3,5 mm, sendo 2 mm correspondentes ao dano por puncionamento e 1,5 mm à folga do furo em relação ao diâmetro do conector. Para mais detalhes, ver Item 3.2.1.

2.2.5 Área da Seção Transversal Líquida de Peças Tracionadas com Furos

Numa barra com furos (Fig. 2.5a), a área líquida (A_n) é obtida subtraindo-se da área bruta (A_g) as áreas dos furos contidos em uma seção reta da peça.



p = espaçamento entre furos da mesma fila (*pitch*)
 g = espaçamento transversal entre duas filas de furos (*gage*)
 s = espaçamento longitudinal entre furos de filas diferentes (também denominado *pitch*)

Fig. 2.5 Seção líquida de peças com furos: (a) furação reta; (b) furação em zigue-zague.

No caso de furação enviesada (Fig. 2.5b), é necessário pesquisar diversos percursos (1-1-1, 1-2-2-1) para encontrar o menor valor de seção líquida, uma vez que a peça pode romper segundo qualquer um desses percursos. Os segmentos enviesados são calculados com um comprimento reduzido, dado pela expressão empírica

$$g + \frac{s^2}{4g} \tag{2.3}$$

onde s e g são respectivamente os espaçamentos horizontal e vertical entre dois furos.

A área líquida A_n de barras com furos pode ser representada pela equação

$$A_n = \left[b - \sum (d + 3.5 \text{ mm}) + \sum \frac{s^2}{4g} \right] t \tag{2.4}$$

adotando-se o menor valor obtido nos diversos percursos pesquisados.

2.2.6 Área da Seção Transversal Líquida Efetiva

Quando a ligação é feita por todos os segmentos de um perfil, a seção participa integralmente da transferência dos esforços. Isto não acontece, por exemplo, nas ligações das cantoneiras com a chapa de nó da Fig. 2.3, nas quais a transferência dos esforços se dá através de uma aba de cada cantoneira. Nesses casos as tensões se concentram no segmento ligado e não mais se distribuem em toda a seção. Este efeito é levado em consideração utilizando, no cálculo da resistência à ruptura [Eq. (2.1a)], a área líquida efetiva dada por:

$$A_{l,ef} = C_l A_l \tag{2.5}$$

onde C_l é um fator redutor aplicado à área líquida A_n , no caso de ligações parafusadas, e à área bruta A_g no caso de ligações soldadas (peças sem furação). Quanto maior o comprimento da ligação, menor é a redução aplicada às áreas.

Nos perfis de seção aberta (Fig. 2.6) tem-se para C_l (NBR 8800):

$$C_l = 1 - \frac{e_c}{l} \geq 0.60 \tag{2.6}$$

onde e_c é a excentricidade do plano da ligação (ou da face do segmento ligado) em relação ao centro geométrico da seção toda ou da parte da seção que resiste ao esforço transferido; l é o

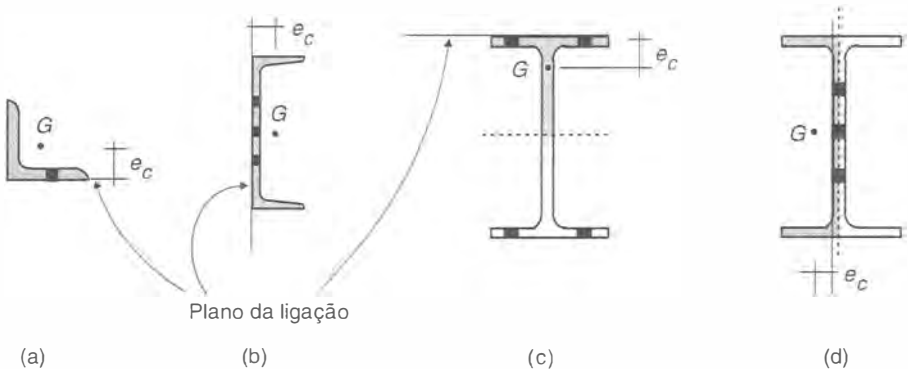


Fig. 2.6 Coeficiente para cálculo da área líquida efetiva em seções com furos.

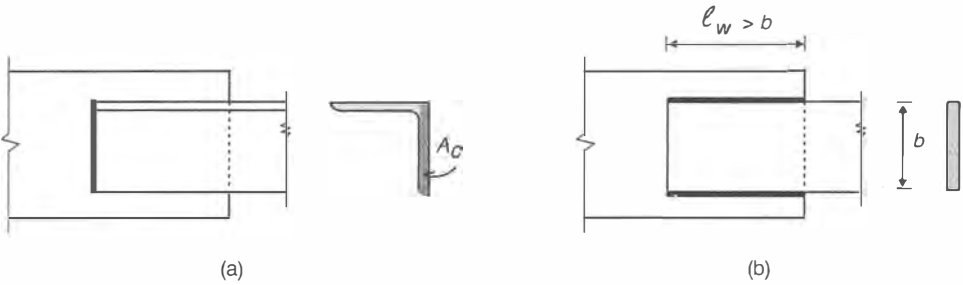


Fig. 2.7 Coeficiente para cálculo da área líquida efetiva em seções com ligação soldada.

comprimento da ligação, igual ao comprimento do cordão de solda em ligações soldadas, e em ligações parafusadas é igual à distância entre o primeiro e o último parafusos na direção da força.

Nas ligações em que só há um plano de ligação (Figs. 2.6a, b), a excentricidade e_c é a distância entre este plano e o centro de gravidade da seção. Em perfis com um eixo de simetria, as ligações devem ser simétricas em relação a esse eixo (Figs. 2.6c, d). Nas ligações pelos flanges (ou mesas) de perfis I ou H (Fig. 2.6c), considera-se a seção dividida em duas seções T, cada uma resistindo ao esforço transferido pelo respectivo plano de ligação. Já na ligação pela alma, a seção é dividida em duas seções U. Essas considerações se aplicam tanto a ligações parafusadas quanto soldadas. No caso de ligações parafusadas devem-se prever no mínimo dois parafusos por linha de furação na direção da força.

Para peças tracionadas ligadas apenas por soldas transversais (Fig. 2.7a) tem-se:

$$C_t = \frac{A_c}{A_g} \quad (2.7)$$

onde A_c é a área do segmento ligado.

No caso de chapas planas ligadas apenas por soldas longitudinais, o coeficiente C_t depende da relação entre o comprimento l_w das soldas e a largura b da chapa (ver Fig. 2.7b):

$$C_t = 1.00 \quad \text{para } l_w \geq 2b \quad (2.8a)$$

$$C_t = 0.87 \quad \text{para } 1,5b \leq l_w < 2b \quad (2.8b)$$

$$C_t = 0.75 \quad \text{para } b \leq l_w < 1,5b \quad (2.8c)$$

2.2.7 Cisalhamento de Bloco

No caso de perfis de chapas finas tracionados e ligados por conectores, além da ruptura da seção líquida o colapso por rasgamento ao longo de uma linha de conectores pode ser determinante no dimensionamento. Nesse tipo de colapso, denominado *cisalhamento de bloco*, conforme ilustrado na Fig. 2.8, ocorre ruptura do segmento do perfil que recebe a ligação, envolvendo cisalhamento nos planos paralelos à força (áreas A_v) e tração no plano normal à força (área A_t).

A ruptura da área tracionada pode estar acompanhada da ruptura ou do escoamento das áreas cisalhadas, o que fornece a menor resistência. Dessa forma, a resistência é calculada com a seguinte expressão (AISC/2005; NBR 8800):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_u A_{nv} + C_{ts} f_u A_{nt}) \leq \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_y A_{gv} + C_{ts} f_u A_{nt}) \quad (2.9)$$

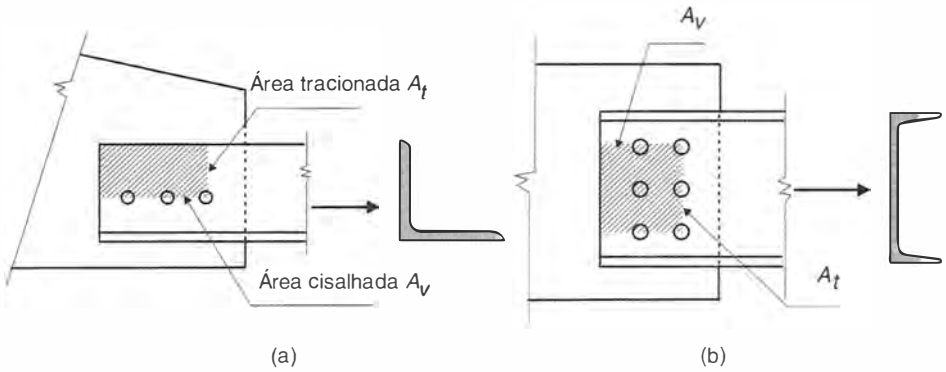


Fig. 2.8 Colapso por cisalhamento de bloco.

onde $0,60f_u$ e $0,60f_y$ são respectivamente as tensões de ruptura e escoamento a cisalhamento do aço;

A_{nv} e A_{gv} são respectivamente as áreas líquida e bruta cisalhadas;

A_{nt} é a área líquida tracionada;

$C_{ts} = 1,0$ quando a tensão de tração na área A_{nt} é uniforme, caso das Figs. 2.8, 3.11 e 9.9;

$C_{ts} = 0,5$ para tensão não uniforme.

Observa-se na Eq. (2.9) que a resistência R_d é obtida com a soma das resistências à ruptura das áreas cisalhadas A_{nv} e da área tracionada A_{nt} , sendo que a resistência da área cisalhada deve ser limitada pelo escoamento a cisalhamento.

2.3 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

2.3.1 Calcular a espessura necessária de uma chapa de 100 mm de largura, sujeita a um esforço axial de 100 kN (10 tf). Resolver o problema para o aço MR250 utilizando o método das tensões admissíveis (Item 1.10.3) com $\bar{\sigma}_t = 0,6f_y$.

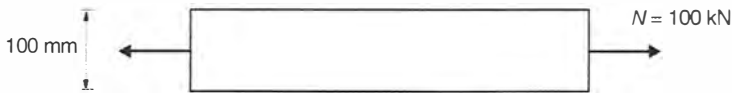


Fig. Probl. 2.3.1

Solução

Para o aço MR250, temos a tensão admissível (referida à área bruta):

$$\bar{\sigma}_t = 0,6 \times 250 = 150 \text{ MPa} = 15 \text{ kN/cm}^2$$

Área bruta necessária:

$$A_g = \frac{N}{\bar{\sigma}_t} = \frac{100}{15} = 6,67 \text{ cm}^2$$

Espessura necessária:

$$t = \frac{6,67}{10} = 0,67 \text{ cm (adotar } 7,94 \text{ mm} = 5/16\text{")}$$

2.3.2 Repetir o Problema 2.3.1, fazendo o dimensionamento com o método dos estados limites, e comparar os dois resultados.

Solução

Admitindo-se que o esforço de tração seja provocado por uma carga variável de utilização, a solicitação de cálculo vale

$$N_d = \gamma_q N = 1,5 \times 100 = 150 \text{ kN}$$

A área bruta necessária é obtida com a Eq. 2.1b:

$$A_g = \frac{N_d}{f_y / \gamma_{af}} = \frac{150}{25 / 1,10} = 6,60 \text{ cm}^2$$

Espessura necessária:

$$t = \frac{6,60}{10} = 0,66 \text{ cm (adotar } 7,94 \text{ mm} = 5/16\text{")}$$

Verifica-se que, no caso de tração centrada devida a uma carga variável, o método dos Estados Limites e o de Tensões Admissíveis fornecem o mesmo dimensionamento.

2.3.3 Duas chapas 22×300 mm são emendadas por meio de talas com 2×8 parafusos $\phi 22$ mm (7/8"). Verificar se as dimensões das chapas são satisfatórias, admitindo-se aço MR250 (ASTM A36).

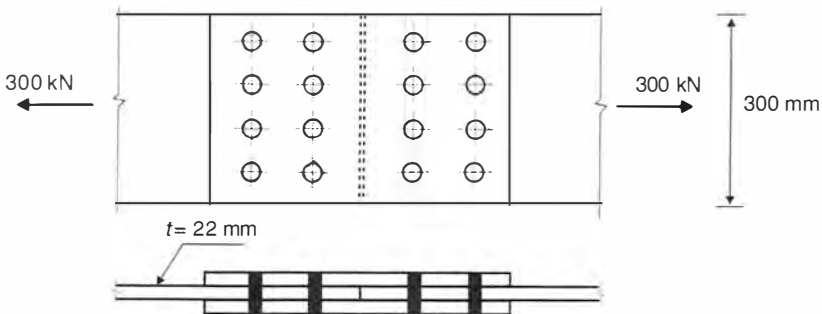


Fig. Probl. 2.3.3

Solução

Área bruta:

$$A_g = 30 \times 2,22 = 66,6 \text{ cm}^2$$

A área líquida na seção furada é obtida deduzindo-se quatro furos com diâmetro $22 + 3,5 = 25,5$ mm.

$$A_n = (30 - 4 \times 2,55) \times 2,22 = 44,04 \text{ cm}^2$$

Admitindo-se que a sollicitação seja produzida por uma carga variável de utilização, o esforço sollicitante de cálculo vale:

$$N_d = \gamma_f N = 1,5 \times 300 = 450 \text{ kN}$$

Os esforços resistentes são obtidos com as Eqs. 2.1a e 2.1b.

Área bruta:

$$N_{dres} = 66,6 \times 25 / 1,10 = 1513 \text{ kN}$$

Área líquida:

$$N_{dres} = 44,0 \times 40 / 1,35 = 1304 \text{ kN}$$

Os esforços resistentes são superiores aos esforços sollicitantes, concluindo-se que as dimensões satisfazem com folga.

2.3.4 Duas chapas $28 \text{ cm} \times 20 \text{ mm}$ são emendadas por traspasse, com parafusos $d = 20 \text{ mm}$, sendo os furos realizados por punção. Calcular o esforço resistente de projeto das chapas, admitindo-as submetidas à tração axial. Aço MR250.

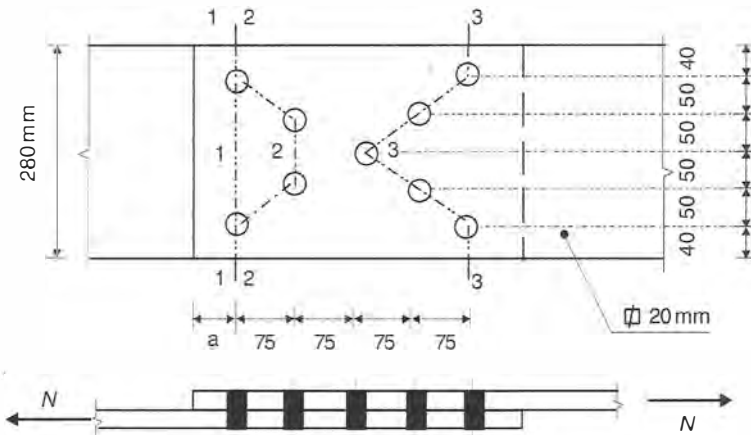


Fig. Probl. 2.3.4

Solução

A ligação por traspasse introduz excentricidade no esforço de tração. No exemplo, esse efeito será desprezado, admitindo-se as chapas sujeitas à tração axial.

O diâmetro dos furos, a considerar no cálculo da seção líquida, é

$$20 + 3,5 = 23,5 \text{ mm}$$

O esforço resistente de projeto poderá ser determinado pela seção bruta ou pela seção líquida da chapa, e a menor seção líquida deverá ser pesquisada nos percursos 1-1-1, 2-2-2 e 3-3-3.

Seção bruta:

$$A_g = 28 \times 2 = 56 \text{ cm}^2$$

Seção líquida:

$$1-1-1 \quad A_n = (28 - 2 \times 2,35)2 = 46,6 \text{ cm}^2$$

$$2-2-2 \quad A_n = \left(28 + 2 \times \frac{7,5^2}{4 \times 5} - 4 \times 2,35 \right) \times 2 = 48,45 \text{ cm}^2$$

$$3-3-3 \quad A_n = \left(28 + 4 \times \frac{7,5^2}{4 \times 5} - 5 \times 2,35 \right) \times 2 = 55,0 \text{ cm}^2$$

Observa-se que a menor seção líquida corresponde à seção reta 1-1-1.

Os esforços resistentes de projeto são obtidos com as Eqs. 2.1a e 2.1b.

Área bruta:

$$N_{dres} = 56 \times 25/1,10 = 1273 \text{ kN (127 tf)}$$

Área líquida:

$$N_{dres} = 46,6 \times 40/1,35 = 1381 \text{ kN (138 tf)}$$

O esforço resistente de projeto é determinado pela seção bruta, valendo 1273 kN.

2.3.5 Calcular o diâmetro do tirante capaz de suportar uma carga axial de 150 kN, sabendo-se que a transmissão de carga será feita por um sistema de roscas e porcas. Aço ASTM A36 (MR250). Admite-se que a carga seja do tipo permanente, com grande variabilidade.

Solução

O dimensionamento de barras rosqueadas é feito com a Eq. 2.2. A área bruta necessária se obtém com a expressão:

$$A_g = \frac{\gamma_g N}{0,75 f_u / \gamma_{t2}} = \frac{1,4 \times 150}{0,75 \times 40 / 1,35} = 9,45 \text{ cm}^2 > \frac{\gamma_g N}{f_y / \gamma_{a1}} = \frac{1,4 \times 150}{25 / 1,10} = 9,24 \text{ cm}^2$$

O diâmetro de barra pode ser adotado igual a:

$$d = 3,49 \text{ cm (1 3/8")} \quad A_g = 9,58 \text{ cm}^2$$

2.3.6 Para a cantoneira L 178 × 102 × 12,7 (7" × 4" × 1/2") indicada na Fig. Probl. 2.3.6a e 2.3.6b, determinar:

- a) a área líquida, sendo os conectores de diâmetro igual a 22 mm (7/8");
- b) maior comprimento admissível, para esbeltez máxima igual a 300.

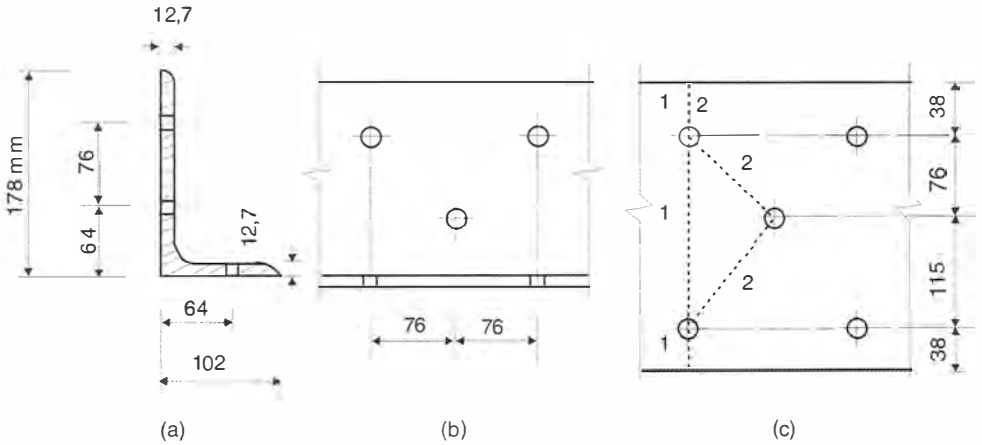


Fig. Probl. 2.3.6

Solução

O cálculo pode ser feito rebatendo-se a cantoneira segundo seu eixo (Fig. Probl. 2.3.6c). Comprimentos líquidos dos percursos, considerando-se furos com diâmetro $22,2 + 3,5 = 25,7 \text{ mm}$ (1"):

percurso 1-1-1 $178 + 102 - 12,7 - 2 \times 25,4 = 216,5 \text{ mm}$

percurso 1-2-2-1 $178 + 102 - 12,7 + \frac{76^2}{4 \times 76} + \frac{76^2}{4 \times 115} - 3 \times 25,4 = 222,6 \text{ mm}$

O caminho 1-1-1 é crítico. Seção líquida $A_n = 21,6 \times 1,27 = 27,4 \text{ cm}^2$.

O maior comprimento desta cantoneira trabalhando como peça tracionada será

$$l_{\text{máx}} = 300 \times i_{\text{mín}} = 300 \times 2,21 = 663 \text{ cm}$$

2.3.7 Para o perfil U 381 (15") $\times 50,4 \text{ kg/m}$, em aço MR250, indicado na Fig. Probl. 2.3.7, calcular o esforço de tração resistente. Os conectores são de 22 mm de diâmetro.

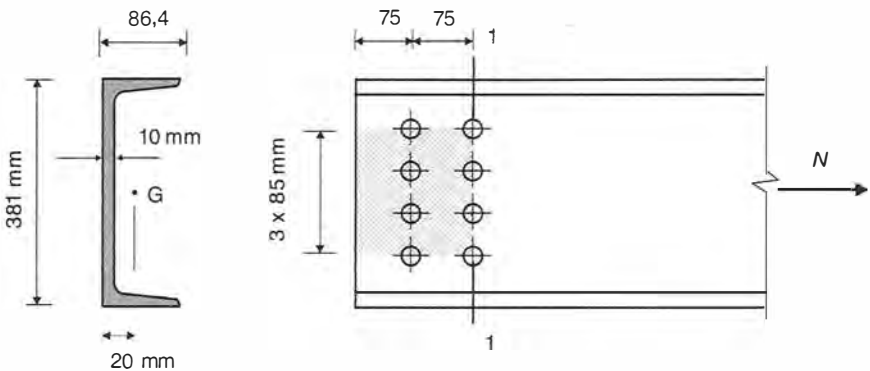


Fig. Probl. 2.3.7

Solução

a) Escoamento da seção bruta

$$N_{dres} = A_g \times f_y / 1,10 = 64,2 \times 25 / 1,10 = 1459 \text{ kN}$$

b) Ruptura da seção líquida

Diâmetro do furo a se considerar no cálculo = $22,0 + 3,5 = 25,5 \text{ mm}$

Área líquida (seção 1-1) = $64,2 - 4 \times 2,55 \times 1,02 = 53,8 \text{ cm}^2$

Área líquida efetiva, considerando-se fator de redução C_t [(Eq. 2.6)] do Item 2.2.6:

$$C_t = 1 - \frac{2,0}{7,5} = 0,73$$

$$A_n = 0,73 \times 53,8 = 39,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{dres} = 39,4 \times 40 / 1,35 = 1169 \text{ kN}$$

c) Ruptura por cisalhamento de bloco no perímetro da área hachurada na figura (Item 2.2.7).

Área cisalhada $A_{gv} = 2 \times 1,02 \times 15 = 30,6 \text{ cm}^2$

$$A_m = 2 \times 1,02 \times (15 - 1,5 \times 2,55) = 22,8 \text{ cm}^2$$

Área tracionada $A_{nt} = 1,02 \times (3 \times 8,5 - 3 \times 2,55) = 18,2 \text{ cm}^2$

Utiliza-se a Eq. (2.9):

$$R_d = (0,6 \times 40 \times 22,8 + 40 \times 18,2) / 1,35 = 944 \text{ kN} > (0,6 \times 25 \times 30,6 + 40 \times 18,2) / 1,35 = 879 \text{ kN}$$

d) Conclusão

O esforço resistente de tração do perfil é determinado pela ruptura por cisalhamento de bloco da área hachurada da Fig. Probl. 2.3.7.

$$N_{dres} = 879 \text{ kN}$$

2.3.8 Calcular o esforço resistente de tração do perfil do Probl. 2.3.7, agora com ligação soldada.

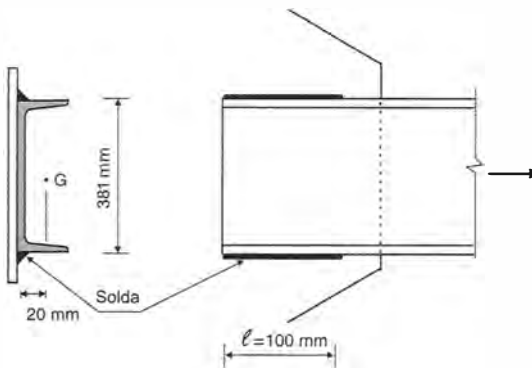


Fig. Probl. 2.3.8

Solução

O esforço resistente ao escoamento da seção bruta foi obtido no Problema 2.3.7 e é igual a 1444 kN.

Com o fator de redução do Item 2.2.6 obtém-se o esforço resistente para ruptura da seção efetiva na ligação:

$$C_t = 1 - 20/100 = 0,80$$

$$N_{dtes} = 0,80 \times 64,2 \times 40/1,35 = 1450 \text{ kN}$$

2.3.9 Ao perfil U 381 (15'') × 50,4 kg/m do Probl. 2.3.7 são acrescentados dois furos, como indicado na Fig. Probl. 2.3.9. Calcular o esforço de tração resistente. Os conectores são de 22 mm de diâmetro.

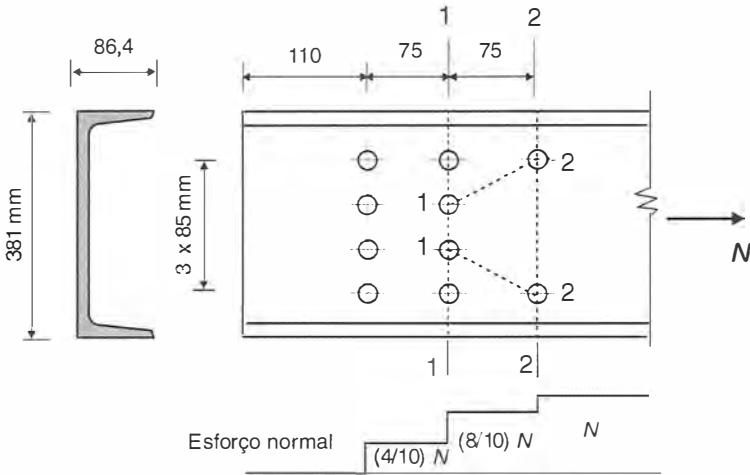


Fig. Probl. 2.3.9

Solução

a) Ruptura de seção líquida

O cálculo para ruptura da seção líquida será feito agora com as seções 1-1, 2-2 e 2-1-1-2.

Área líquida: Seção 1-1 $A_n = 64,2 - 4 \times 2,55 \times 1,02 = 53,8 \text{ cm}^2$

Seção 2-2 $A_n = 64,2 - 2 \times 2,55 \times 1,02 = 59,0 \text{ cm}^2$

Seção 2-1-1-2 $A_n = 64,2 - 4 \times 2,55 \times 1,02 + \frac{2 \times 7,5^2}{4 \times 8,5} \times 1,02 = 57,6 \text{ cm}^2$

Admitindo solicitações uniformes nos conectores, o esforço normal na seção 1-1 será

$$N - \frac{2}{10} N = \frac{8}{10} N$$

e por isso o esforço resistente à ruptura da seção líquida 1-1 será majorado de 10/8 para ser comparado ao esforço solicitante total N .

Ruptura da seção líquida efetiva, considerando o fator de redução C_t igual a 0,73 (ver Probl. 2.3.7).

$$\text{Seção 1-1} \quad N_{dres} = (0,73 \times 53,8) \times 40 \times (10/8)/1,35 = 1454 \text{ kN}$$

$$\text{Seção 2-1-1-2} \quad N_{dres} = (0,73 \times 57,6) \times 40/1,35 = 1246 \text{ kN}$$

Comparando os resultados de esforço resistente à ruptura da seção líquida, vê-se que o percurso 1-1, embora com menor área líquida, não é determinante, pois o esforço na seção 1-1 é inferior ao esforço total N .

b) Escoamento da seção bruta

$$N_{dres} = 1444 \text{ kN}$$

c) Ruptura por cisalhamento de bloco

Com a distância agora adotada entre a última seção com furos e a borda do perfil, a ruptura por cisalhamento de bloco não será determinante.

d) Conclusão

O esforço resistente à tração do perfil N_{dres} é igual a 1246 kN.

2.4 | PROBLEMAS PROPOSTOS

2.4.1 Que estados limites podem ser atingidos por uma peça tracionada?

2.4.2 Por que o escoamento da seção líquida de uma peça tracionada com furos não é considerado um estado limite?

2.4.3 Por que as normas impõem limites superiores ao índice de esbeltez de peças tracionadas?

2.4.4 Calcule o esforço resistente à tração da chapa de 20 mm de espessura ligada a outras duas chapas por parafusos de 19 mm de diâmetro. Aço MR250.

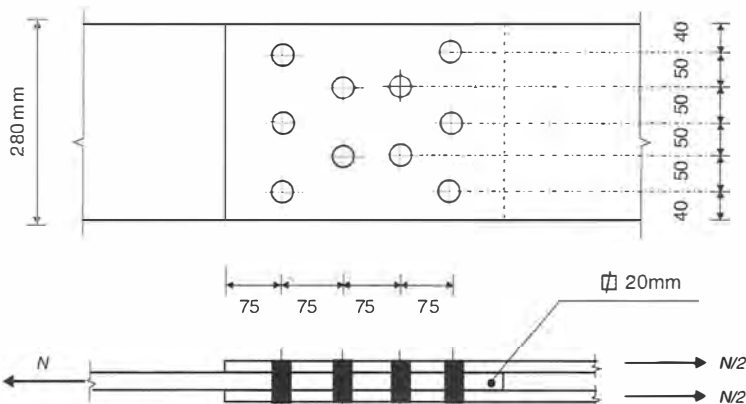


Fig. Probl. 2.4.4

2.4.5 Calcule o esforço resistente da cantoneira tracionada de contraventamento L 50 × 50 × 6 ligada à chapa de nó por parafusos ϕ 9,5 mm (3/8"). Aço MR250.

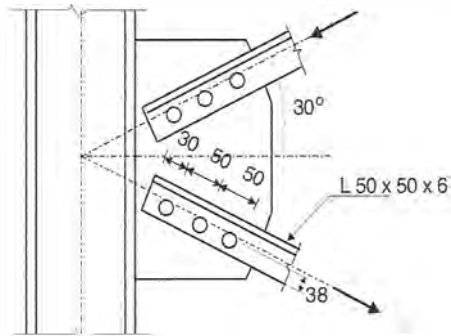


Fig. Probl. 2.4.5

2.4.6 Calcule os comprimentos máximos dos seguintes elementos trabalhando como tirantes:

- a) barra chata 19 mm × 75 mm;
- b) cantoneira L 50 × 50 × 6.

Ligações com Conectores

3.1 TIPOS DE CONECTORES E DE LIGAÇÕES

O conector é um meio de união que trabalha através de furos feitos nas chapas. Em estruturas usuais, encontram-se os seguintes tipos de conectores: rebites, parafusos comuns e parafusos de alta resistência. Em estruturas fabricadas a partir de 1950, as ligações rebitadas foram substituídas por ligações parafusadas ou soldadas.

3.1.1 Rebites

Os rebites são conectores instalados a quente, o produto final apresentando duas cabeças. Na Fig. 3.1, vemos esquemas do rebite antes e depois da instalação. Pelo resfriamento, o rebite aperta as chapas entre si; o esforço de aperto é, entretanto, muito variável, não se podendo garantir um valor mínimo a considerar nos cálculos. Conseqüentemente, os rebites eram calculados pelos esforços transmitidos por apoio do fuste nas chapas e por corte na seção transversal do fuste (Fig. 3.1*d*).

3.1.2 Parafusos Comuns

Os parafusos comuns são, comumente, forjados com aço-carbono de baixo teor de carbono, em geral segundo a especificação ASTM A307. Eles têm numa extremidade uma cabeça quadrada ou sextavada e na outra uma rosca com porca, conforme ilustra a Fig. 3.2. No Brasil, utiliza-se com mais frequência a rosca do tipo americano, embora o tipo padronizado seja a rosca métrica.

Os parafusos comuns são instalados com aperto, que mobiliza atrito entre as chapas. Entretanto, o aperto nas chapas é muito variável, não se podendo garantir um valor mínimo a consi-

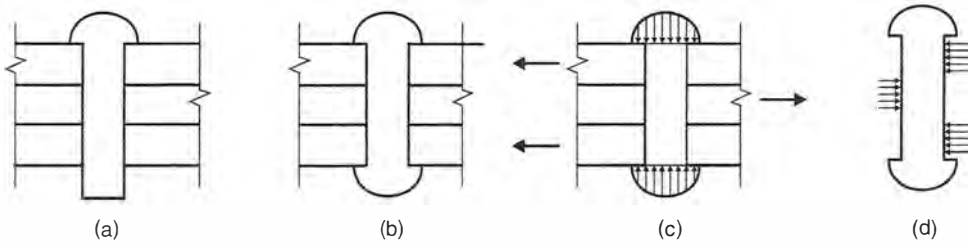


Fig. 3.1 Rebite. (a) Colocação do rebite no furo após seu aquecimento até uma temperatura de cerca de 1000°C. (b) Formação da cabeça arredondada por martelamento (em geral com ferramenta pneumática) e com escoramento do lado da cabeça pré-formada. (c) Com o resfriamento, o rebite encolhe apertando as chapas. (d) Rebite trabalhando a corte.

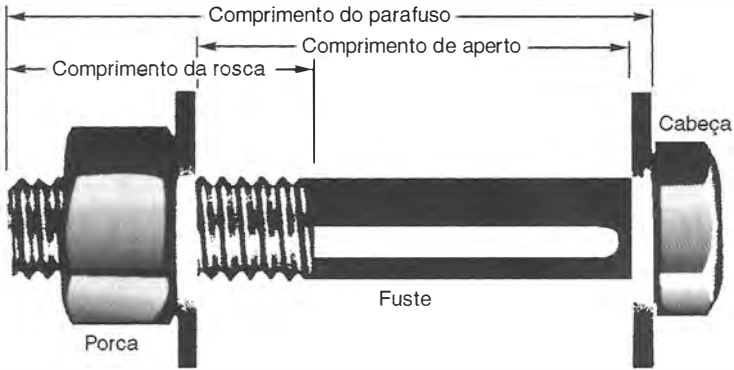


Fig. 3.2 Parafuso com porca sextavada e arruelas.

derar nos cálculos. Devido a isso, os parafusos comuns são calculados de modo análogo ao dos rebites, através das tensões de apoio e de corte.

A Fig. 3.3 ilustra o funcionamento da **ligação** denominada *tipo apoio (ou contato)*, transferindo esforços de tração entre as chapas. A transmissão se dá por apoio das chapas no fuste do parafuso e por esforço de corte na seção transversal do parafuso. As tensões de apoio entre as chapas e o fuste do conector e as tensões de corte no conector são supostas uniformes para efeito de cálculo.

Considerando-se as notações da Fig. 3.3, podem ser escritas as seguintes expressões de tensões no conector:

$$\text{Tensão de corte no parafuso: } \tau = \frac{F}{\pi d^2/4}$$

$$\text{Tensão de apoio do conector na chapa: } \sigma_a = \frac{F}{dt}$$

F = esforço transmitido por um conector em um plano de corte

t = espessura da chapa

d = diâmetro nominal do conector

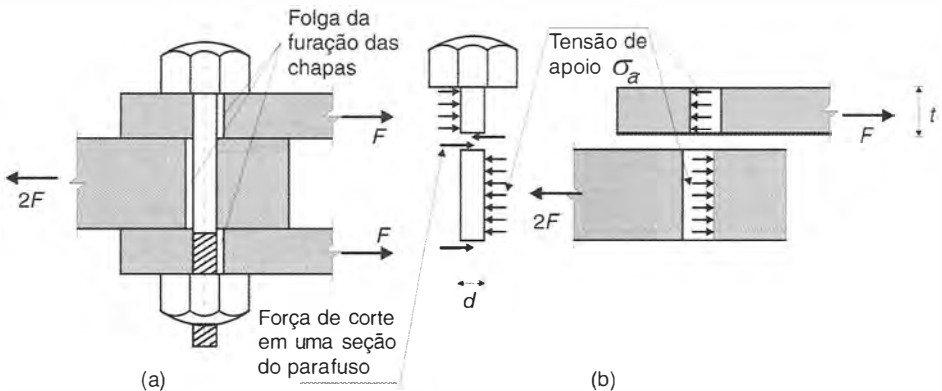


Fig. 3.3 Ligação do tipo apoio: (a) esquema da ligação; (b) diagrama de forças nas chapas e no parafuso.

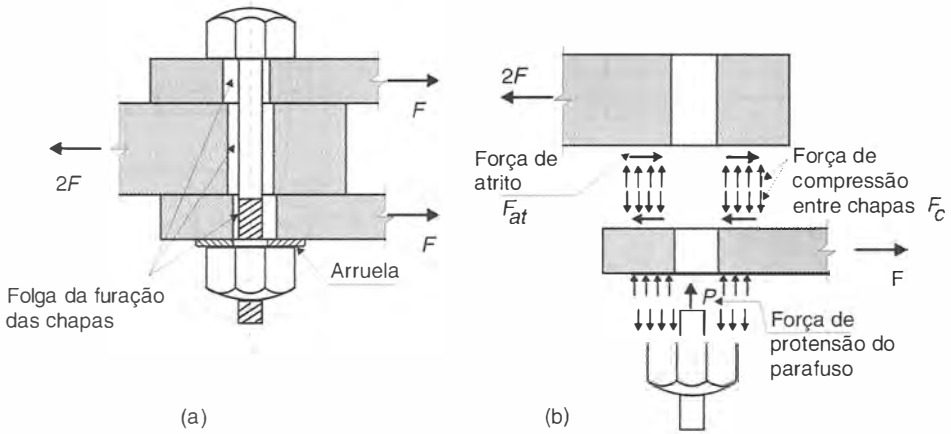


Fig. 3.4 Ligação por atrito: (a) esquema da ligação; (b) diagrama de forças nas peças.

3.1.3 Parafusos de Alta Resistência

Os parafusos de alta resistência são feitos com aços tratados termicamente. O tipo mais usual é o ASTM A325, de aço-carbono temperado. Eles podem ser instalados com esforços de tração mínimos garantidos (ver Tabela A5.2), os quais podem ser levados em conta nos cálculos. Nos casos em que se deseja impedir qualquer movimento entre as chapas de conexão, dimensionam-se os parafusos com um coeficiente de segurança contra o deslizamento, obtendo-se uma **ligação do tipo atrito**. Quando pequenos deslizamentos são tolerados, os parafusos de alta resistência A325 podem ser usados em uma ligação do tipo *apoio* (ver o Item 6.3.1 da NBR 8800). Neste caso, os parafusos são instalados com aperto normal, sem controle da protensão inicial.

O funcionamento da ligação do tipo atrito está ilustrado na Fig. 3.4, onde se observa que a transmissão do esforço F entre as chapas se dá por atrito entre as mesmas, com o parafuso sujeito apenas à tração de instalação P .

Embora os parafusos de alta resistência trabalhem através do esforço de protensão que aplicam nas chapas, o dimensionamento dos mesmos se faz no estado limite último, utilizando tensões nominais de corte ou de apoio, tal como nos casos de rebites e parafusos comuns. Além disso, nas ligações em que um possível deslizamento for prejudicial, como, por exemplo, nos casos de cargas reversíveis com ou sem fadiga, deve-se verificar a resistência ao deslizamento para cargas em serviço, ou para combinações em estado limite último, dependendo do tipo de furo adotado.

3.1.4 Classificação da Ligação Quanto ao Esforço Solicitante dos Conectores

Além da classificação quanto à sua rigidez à rotação (Fig. 1.27), uma ligação pode também ser identificada pelo tipo de sollicitação que impõe aos conectores. Em ligações de peças tracionadas (Fig. 3.5a) que funcionam por apoio das chapas no fuste do conector, este fica sujeito a pressões de contato (Fig. 3.3) que se constituem em um carregamento auto-equilibrado gerando esforços de flexão (esforço cortante e momento fletor) no conector. Como em geral os conectores são de pequeno comprimento, o esforço cortante é determinante na resistência, e por isso denomina-se esta ligação por corte.

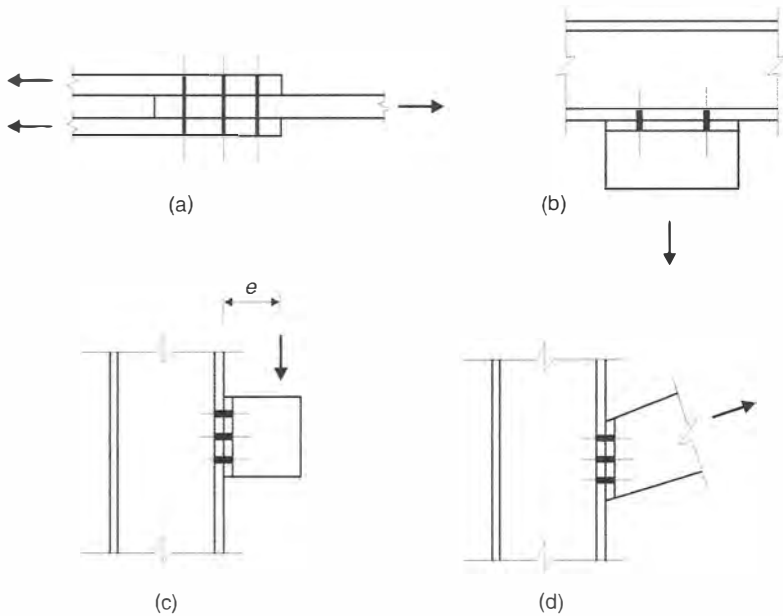


Fig. 3.5 (a) Ligação por corte; (b) ligação por tração; (c) e (d) ligações a corte e tração dos conectores.

Na ligação da Fig. 3.5b, os conectores estão sujeitos à tração axial, enquanto nas ligações das Figs. 3.5c e 3.5d os conectores sofrem esforços de tração e corte. Os parafusos superiores da ligação da Fig. 3.5c ficam tracionados por ação do momento produzido na ligação pela excentricidade de carga, e na ligação da Fig. 3.5d todos os parafusos ficam igualmente tracionados devido à componente horizontal da carga.

Conforme a disposição relativa das chapas a ligar, varia o número de seções do conector que trabalham a corte. Na Fig. 3.6, veem-se esquemas de ligações com conectores trabalhando em corte simples, em corte duplo e em corte múltiplo.

Nas ligações em corte simples (Fig. 3.6a), a transmissão da carga se faz com uma excentricidade que produz tração nos conectores (Fig. 3.6b). As ligações em corte duplo evitam esse inconveniente, produzindo apenas corte e flexão nos conectores.

3.2 | DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

3.2.1 Furação de Chapas

Os conectores são instalados em furos feitos nas chapas. A execução desses furos é onerosa, tornando-se necessária a padronização de dimensões e espaçamentos, a fim de permitir furações múltiplas nas fábricas.

O furo-padrão para parafusos comuns deverá ter uma folga de 1,5 mm em relação ao diâmetro nominal do parafuso (Fig. 3.7a); essa tolerância é necessária para permitir a montagem das peças.

O processo mais econômico de furar é o puncionamento no diâmetro definitivo, o que pode ser feito para espessura t de chapa até o diâmetro nominal do conector, mais 3 mm.

$$t \leq d + 3 \text{ mm}$$

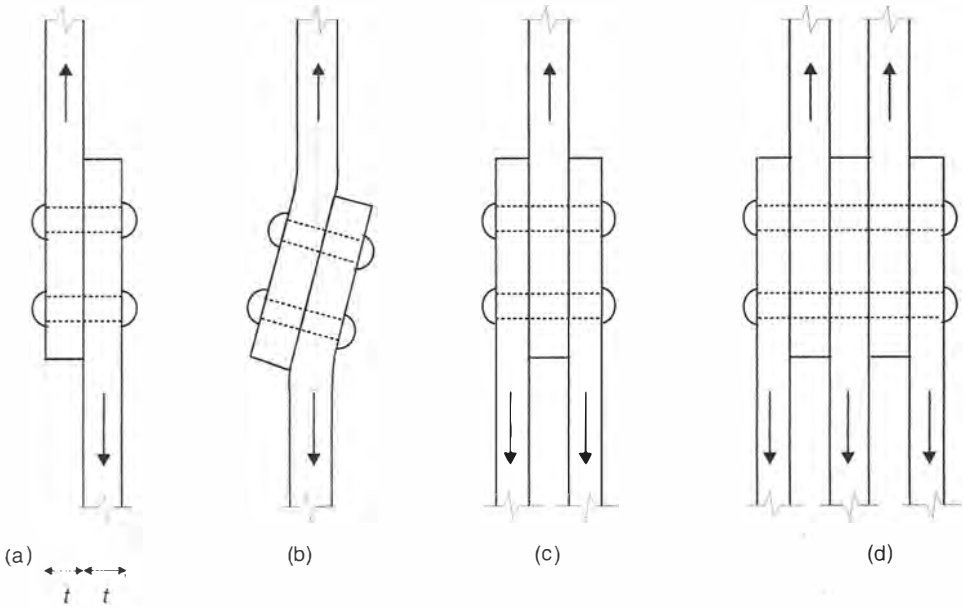


Fig. 3.6 Ligações com conectores: (a) e (b) corte simples; (c) corte duplo; (d) corte múltiplo.

Para chapas mais grossas, os furos deverão ser abertos com broca ou por punção inicialmente com diâmetro pelo menos 3 mm inferior ao definitivo e, posteriormente, alargados com broca.

Como o corte do furo por punção danifica uma parte do material da chapa, considera-se, para efeito de cálculo da seção líquida da chapa furada, um diâmetro fictício igual ao diâmetro do furo (d') acrescido de 2 mm, ou seja,

$$\text{diâmetro fictício} = d' + 2 \text{ mm} = d + 3,5 \text{ mm}$$

Além do furo-padrão, as ligações podem ser feitas com furos alargados ou alongados, ilustrados na Fig. 3.7. O emprego dos furos alargados e alongados na direção da força se restringe às ligações do tipo atrito, enquanto os furos alongados com a maior dimensão do furo normal

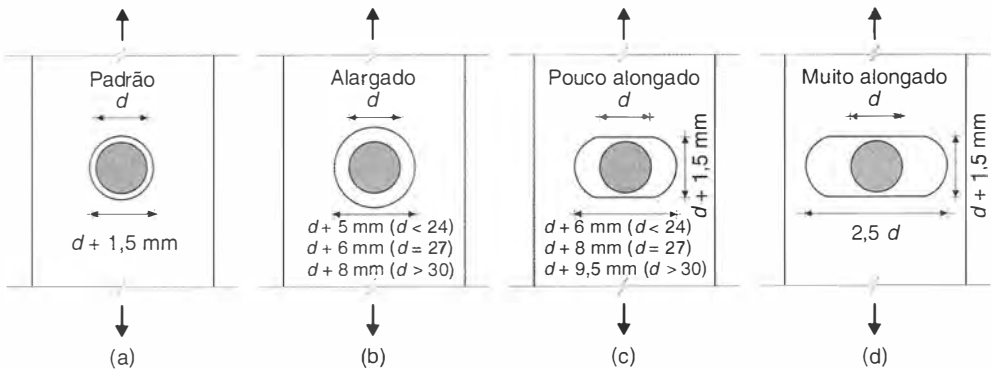


Fig. 3.7 Tipos de furos: (a) furo-padrão; (b) furo alargado; (c) furo pouco alongado; (d) furo muito alongado (d = diâmetro nominal do parafuso).

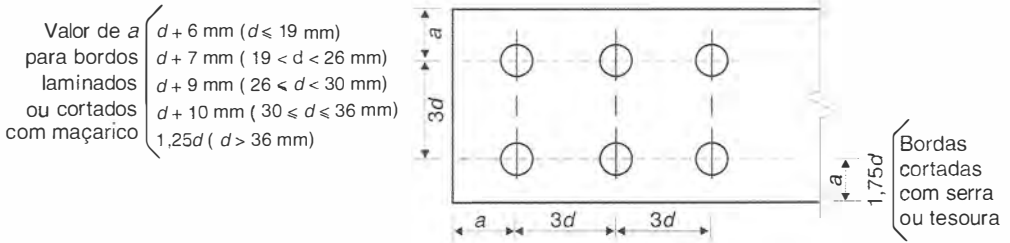


Fig. 3.8 Espaços construtivos mínimos recomendados para conectores, com furação-padrão (ver Seção 3.2.1).

à direção da força podem ser usados em ligações do tipo apoio. Os furos alargados e alongados só devem ser usados em situações especiais, para atender a dificuldades de montagem, necessitando de aprovação do responsável pelo projeto.

3.2.2 Espaços dos Conectores

Espaços Mínimos Construtivos para Furos do Tipo Padrão

A Fig. 3.8 resume as indicações da NBR 8800 para espaçamentos mínimos no caso de furos do tipo padrão.

Espaços Máximos

Os espaçamentos máximos entre conectores são utilizados para impedir penetração de água e sujeira nas interfaces. Eles são dados em função da espessura t da chapa mais fina (NBR 8800):

- $24 t$ ($< 300 \text{ mm}$) para elementos pintados ou não-sujeitos à corrosão;
- $14 t$ ($< 180 \text{ mm}$) para elementos sujeitos à corrosão, executados com aços resistentes à corrosão, não-pintados.

A distância máxima de um conector à borda da chapa é tomada igual a $12 t > 150 \text{ mm}$.

Padronização de Espaços

Os desenhos de projeto devem ser adequados aos equipamentos de fabricação. Nas linhas de produção, procura-se utilizar conjuntos padronizados de brocas ou punções, que economizam tempo. A padronização de espaçamento é condição essencial para automatização das linhas de produção.

A Fig. 3.9 mostra a padronização americana para os gabaritos de furação em perfis-cantoneira.

Aba	203	178	152	127	102	89	76	64
g	114	102	90	76	64	50	44	35
g_1	76	64	57	50				
g_2	76	76	64	44				

Nota: Dimensões em mm.

Fig. 3.9 Exemplo de gabaritos de furação (padrão americano).

3.3 DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES E DOS ELEMENTOS DA LIGAÇÃO

Esta seção trata da resistência de ligações com conectores sujeitos a corte e tração, sem efeito de fadiga.

3.3.1 Resistência dos Aços Utilizados nos Conectores

Tabela 3.1 Propriedades Mecânicas dos Aços para Conectores

Tipo de conector		f_y (MPa)	f_u (MPa)
Rebites ASTM A502 ou EB-49	Grau 1		415
	Grau 2		525
Parafusos comuns ASTM A307	$d \leq 102 \text{ mm (4")}$		415
Parafusos de alta resistência ASTM A325	$12,7 \text{ mm (1/2")} \leq d \leq 25,4 \text{ mm (1")}$	635	825
	$25,4 \text{ mm (1")} \leq d \leq 38,1 \text{ mm (1 1/2")}$	560	725
Parafusos de alta resistência ASTM A490	$12,7 \text{ mm (1/2")} \leq d \leq 38,1 \text{ mm (1 1/2")}$	895	1035
Barras rosqueadas	ASTM A36	250	400
	ASTM A588	345	485

3.3.2 Tipos de Rupturas em Ligações com Conectores

O dimensionamento dos conectores no estado limite último é feito com base nas modalidades de rupturas da ligação, representadas na Fig. 3.10:

- colapso do conector
- colapso por rasgamento da chapa ou ovalização do furo
- colapso por tração da chapa

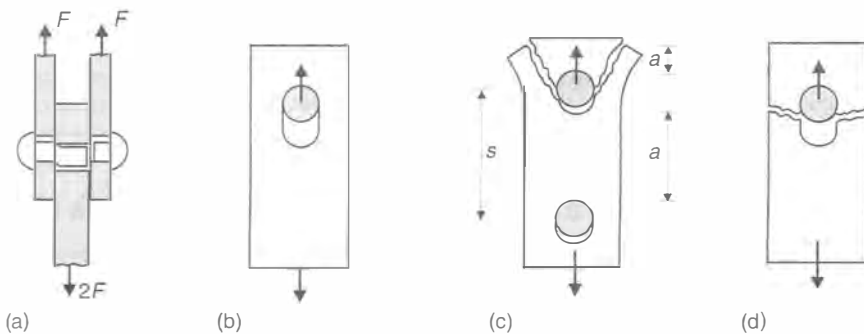


Fig. 3.10 Modalidades de ruptura de uma ligação com conectores: (a) ruptura por corte do fuste do conector; (b) ruptura por ovalização do furo por plastificação local da chapa na superfície de apoio do fuste do conector; (c) ruptura por rasgamento da chapa entre o furo e a borda ou entre dois furos consecutivos; (d) ruptura por tração da chapa na seção transversal líquida.

3.3.3 Dimensionamento a Corte dos Conectores

A resistência de projeto de conectores a corte (ver Fig. 3.10a) é dada por

$$\frac{R_m}{\gamma_{a2}}$$

onde

$\gamma_{a2} = 1,35$ para solicitações originadas de combinações normais de ações (ver Tabela 1.7)

R_m = resistência nominal para um plano de corte.

A resistência ao corte é calculada com a tensão de ruptura do aço sob cisalhamento, aproximadamente igual a $0,6 f_u$, onde f_u é a tensão de ruptura à tração do aço do conector.

Parafusos em Geral e Barras Rosqueadas

$$R_m = (0,7 A_g)(0,6 f_u) \approx 0,40 A_g f_u \quad (3.1a)$$

A Eq. (3.1a) admite a situação mais desfavorável de plano de corte passando pela rosca, considerando a área da seção efetiva da rosca igual a 0,7 da área da seção do fuste.

Parafusos de Alta Resistência (A325, A490), com Rosca Fora do Plano de Corte

$$R_m = 0,5 A_s f_u \quad (3.1b)$$

Quando não se tiver certeza do posicionamento da rosca em relação ao plano de corte, deve-se calcular a resistência pelo caso mais desfavorável de plano de corte passando pela rosca.

Parafusos de Alta Resistência em Ligações por Atrito

No caso de parafusos de alta resistência, em ligações por atrito, é necessário verificar adicionalmente a resistência ao deslizamento da ligação.

Conectores Longos

No caso de conectores longos, há perda de eficiência devido à flexão do conector. Por conveniência, o cálculo é feito com tensões reduzidas empiricamente, sem considerar a flexão do fuste do conector. Denomina-se *pega* do conector o comprimento de seu fuste, entre as faces internas das cabeças. Para conectores em ligações por apoio com pega superior a cinco vezes seu diâmetro, adota-se uma redução, na resistência, de 1% para cada 1,5 mm de excesso de pega.

3.3.4 Dimensionamento a Rasgamento e Pressão de Apoio da Chapa

No caso de *furação-padrão*, a resistência R_d à pressão de apoio entre o fuste do conector e a parede do furo (Fig. 3.10b) e ao rasgamento da chapa entre conectores ou entre um conector e uma borda (Fig. 3.10c) é dada por R_n / γ_{a2} , com γ_{a2} dado na Tabela 1.7. R_n é o menor dos valores obtidos com as seguintes expressões:

Pressão de apoio (contato conector-chapa)

$$R_n = 2,4 dt f_u \quad (3.2a)$$

Rasgamento

$$R_n = 1,2 at f_u \quad (3.2b)$$

onde a = distância entre a borda do furo e a extremidade da chapa medida na direção da força solicitante para a resistência ao rasgamento entre um furo extremo e a borda da chapa;

a = distância entre a borda do furo e a borda do furo consecutivo, medida na direção da força solicitante para a determinação da resistência ao rasgamento da chapa entre furos; igual a $(s - d)$, sendo s o espaçamento entre os centros de furos;

d = diâmetro nominal do conector;

t = espessura da chapa;

f_u = resistência à ruptura por tração do aço da chapa.

As Eqs. (3.2a) e (3.2b) podem ser usadas também para ligações com furos alargados e alongados, com exceção de furo muito alongado na direção perpendicular à força.

A resistência da chapa à pressão de apoio dada pela Eq. (3.2a) está relacionada a uma restrição da ovalização do furo a 6 mm, valor que pode ser excedido para tensões de apoio maiores que $2,4 f_u$ sem, contudo, haver colapso. Nas situações em que a deformação da ligação decorrente de ovalização do furo for aceitável para cargas em serviço (por exemplo, nos casos em que as cargas permanentes sejam predominantes e as contraflechas possam ser executadas), as expressões (3.2) para resistência da chapa podem ser substituídas por:

$$R_n = 3,0 dt f_u \quad (3.3a)$$

$$R_n = 1,5 at f_u \quad (3.3b)$$

3.3.5 Dimensionamento a Tração dos Conectores

A resistência de cálculo de conectores ou barras rosqueadas à tração é dada por

$$\frac{R_{nt}}{\gamma_{a2}}$$

onde

γ_{a2} = 1,35 para solicitações decorrentes de combinações normais de ações (ver Tabela 1.7);

R_{nt} = resistência nominal à tração.

Parafusos e Barras Rosqueadas

Para parafusos e barras rosqueadas, com diâmetro nominal igual ou superior a 12 mm, R_{nt} pode ser expresso em função da área bruta (A_g) do fuste.

$$R_{nt} = 0,75 A_g f_u \quad (3.4)$$

onde 0,75 representa a relação entre a área efetiva da parte rosqueada e a área bruta do fuste.

Em barras rosqueadas, a resistência R_{nt} fica limitada ao escoamento da seção bruta da barra [ver Eq. (2.2)].

3.3.6 Dimensionamento a Tração e Corte Simultâneos – Fórmulas de Interação

No caso de incidência simultânea de tração e corte, verifica-se a interação das duas solicitações por meio da seguinte equação elíptica:

$$\left(\frac{V_d}{R_m/\gamma_{v2}} \right)^2 + \left(\frac{T_d}{R_m/\gamma_{t2}} \right)^2 \leq 1,0 \quad (3.5)$$

onde V_d e T_d são, respectivamente, os esforços de corte e de tração de projeto nos parafusos e R_m e $R_{m'}$, as resistências a corte e tração dadas nas Eqs. (3.1) e (3.4), respectivamente.

3.3.7 Resistência ao Deslizamento em Ligações por Atrito

No projeto de ligações por atrito, a ocorrência de deslizamento pode ser considerada um estado limite de utilização ou um estado limite último, dependendo do tipo de furo executado. As ligações por atrito em chapas com furos tipo padrão ou furos alongados na direção perpendicular à da força (Fig. 3.7) devem ser dimensionadas para garantir a resistência ao deslizamento para cargas em serviço.

Já para chapas com furos alargados ou furos alongados na direção da força, o deslizamento deve ser tomado como um estado limite último (NBR 8800, AISC). Isto se justifica, em face da hipótese de pequenos deslocamentos usualmente adotada na análise estrutural, a qual poderia não ser atendida para cargas majoradas (em estado limite último), caso a resistência ao deslizamento para esses tipos de furos só estivesse garantida até o nível das cargas de serviço.

Em ligações por atrito, quando se quer evitar deslocamentos relativos entre as chapas conectadas, é necessário garantir que a força transferida por atrito seja menor que a máxima força de atrito disponível entre as chapas.

Com a notação da Fig. 3.4 pode-se escrever a máxima força de atrito $F_{at, \max}$ disponível entre as chapas sujeitas à tração longitudinal.

$$F_{at, \max} = \mu F_p = \mu P$$

onde

P = força de protensão inicial no parafuso;

μ = coeficiente de atrito entre as superfícies.

De acordo com a NBR 8800, nos casos em que o deslizamento é um estado limite de utilização, a resistência correspondente a um parafuso por plano de deslizamento pode ser calculada com

$$R_v = 0,80 \mu P C_n \quad (3.6)$$

onde

P = força mínima de protensão dada nas Tabelas A5.2, Anexo A;

C_n = é um fator de redução que depende do tipo de furo, sendo igual a 1, para furos do tipo padrão;

μ = 0,35 para superfícies laminadas, limpas, isentas de óleos ou graxas e sem pintura (Classe A) e para superfícies galvanizadas a quente com rugosidade aumentada manualmente por meio de escova de aço (Classe C); para outras situações, consultar a NBR 8800 (2008).

Se, além da força F de tração longitudinal, as chapas estiverem também sujeitas a uma tração perpendicular T , a força de compressão F_c entre as chapas é reduzida e a resistência ao deslizamento R_v [Eq. (3.6)] deve ser multiplicada pelo fator

$$1 - \frac{T}{0,80 P}$$

A resistência ao deslizamento calculada por meio da Eq. (3.6) deve ser maior que a força de corte transmitida na ligação devida à combinação rara mais desfavorável de cargas em estado limite de utilização [Eq. (1.14c)].

A expressão da resistência para as situações em que o deslizamento é um estado limite último pode ser encontrada no Item 6.3.4.3 da NBR 8800 (2008).

3.3.8 Resistência das Chapas e Elementos de Ligação

As chapas de ligação (por exemplo, chapas de emendas e chapas gusset), sujeitas à tração, são verificadas pelas [Eqs. (2.1a) e (2.1b)] com áreas efetivas.

Para os elementos de ligação sujeitos à compressão e de pequena esbelteza [$Kl/i < 25$, ver Eq. (5.2)] pode-se determinar a resistência associada ao estado limite de escoamento:

$$R_d < A_g f_y / \gamma_{a1} \tag{3.7}$$

Em caso contrário ($Kl/i > 25$) o elemento fica sujeito à flambagem e devem ser seguidas as precisões dadas no Cap. 5.

As chapas de ligação e peças na região de ligação, sujeitas a cisalhamento, são dimensionadas com base nas resistências ao escoamento da seção bruta,

$$R_d = A_g (0,6 f_y) / \gamma_{a1}, \text{ com } \gamma_{a1} = 1,10 \quad \text{para esforços decorrentes de combinações normais de ações} \tag{3.8a}$$

e ruptura da seção líquida,

$$R_d = A_n (0,6 f_u) / \gamma_{a2}, \text{ com } \gamma_{a2} = 1,35 \text{ (ver Tabela 1.7)} \tag{3.8b}$$

onde a área líquida A_n é obtida deduzindo-se a área correspondente ao diâmetro nominal do conector.

Os elementos de ligação também devem ser dimensionados de forma a impedir a ruptura por cisalhamento de bloco em um perímetro definido pelos furos, envolvendo cisalhamento nos planos paralelos à força e tração em um plano normal à força, conforme ilustrado na Fig. 3.11. O cálculo da resistência é feito com a Eq. (2.8).

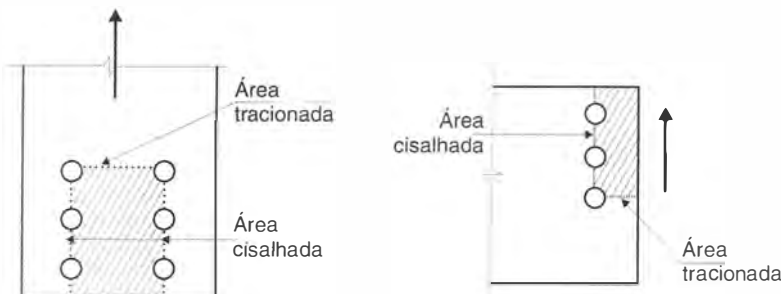


Fig. 3.11 Ruptura por cisalhamento de bloco de uma chapa de ligação. O esforço é transferido à chapa pelos conectores, ligados à outra chapa ou perfil.

3.3.9 Combinações de Conectores

O trabalho em conjunto de conectores diferentes depende da rigidez da ligação executada com cada tipo.

Em construções novas ou existentes, os parafusos de alta resistência, em ligações por atrito, podem ser considerados trabalhando em conjunto com rebites.

3.4 DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS ENTRE CONECTORES EM ALGUNS TIPOS DE LIGAÇÃO

A distribuição de esforços entre conectores de uma ligação é bastante variável devido a sua sensibilidade a fatores como:

- imperfeições geométricas oriundas da fabricação por corte, furação e solda;
- existência de tensões residuais.

Na prática, o cálculo dos esforços solicitantes nos conectores de uma ligação é geralmente feito com um modelo simples e racional no qual adota-se um esquema de equilíbrio de forças e verifica-se a resistência dos elementos envolvidos. Para as geometrias e dimensões usuais considera-se que os elementos da ligação são rígidos e que os conectores se deslocam em função do movimento relativo entre os elementos ligados.

3.4.1 Ligação Axial por Corte

Numa ligação axial por corte com diversos conectores (rebites ou parafusos), em geral se admite que o esforço transmitido se distribua igualmente entre os conectores. Essa distribuição de esforços é, entretanto, estaticamente indeterminada. Para deformações em regime elástico, os primeiros conectores em carga absorvem as maiores parcelas de esforços (Fig. 3.12a). Com o

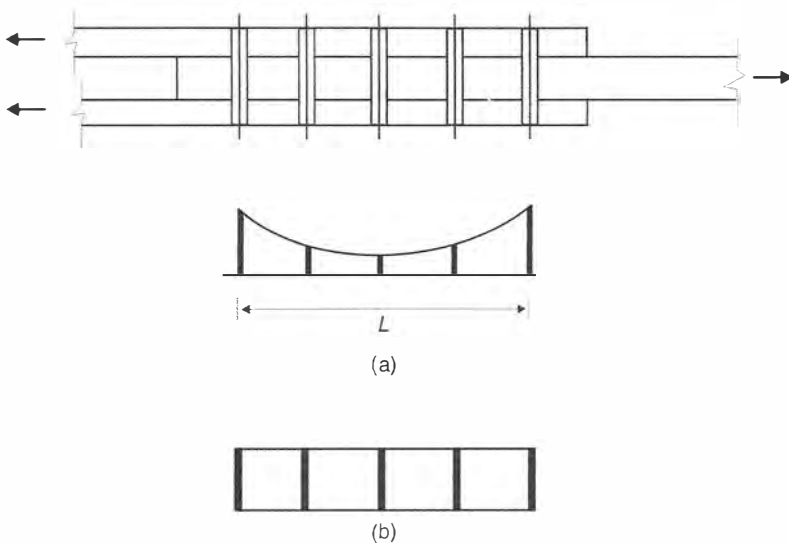


Fig. 3.12 Distribuição de esforços entre conectores: (a) em regime elástico; (b) com deformações plásticas.

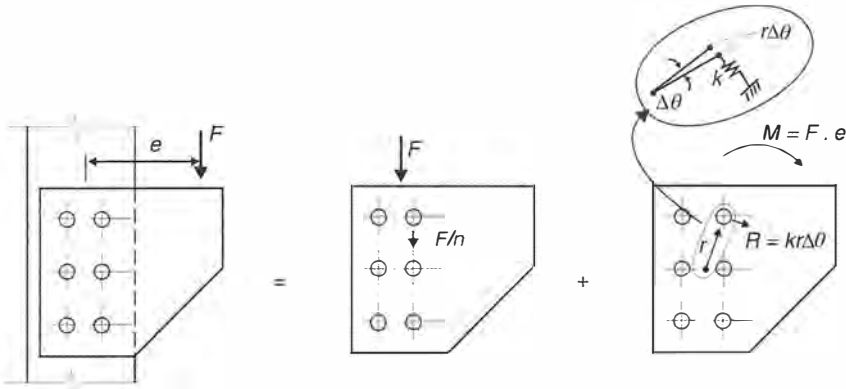


Fig. 3.13 Ligação excêntrica por corte.

aumento dos esforços, os conectores mais solicitados sofrem deformações plásticas, transferindo-se os esforços adicionais para os conectores intermediários, do que resulta uma distribuição aproximadamente uniforme de esforços entre os conectores (Fig. 3.12b). Entretanto, se a ligação for longa, poderá ocorrer ruptura dos conectores de extremidade antes que se atinja a uniformidade dos esforços nos conectores, reduzindo assim a resistência da ligação por conector.

De acordo com a NBR 8800, se $L > 1270$ mm a força F solicitante deve ser multiplicada por 1,25 para levar em conta a distribuição não uniforme de esforços entre os parafusos.

A distribuição uniforme de esforços cisalhantes entre conectores permite que o cálculo da resistência à corte de um grupo de n conectores se já obtida multiplicando-se por n a resistência de um conector, dada pelas Eqs. (3.1). Por outro lado, quando ocorre o estado limite de ovalização do furo (seguido ou não de rasgamento), altera-se a distribuição elástica de esforços (Fig. 3.12a), solicitando-se mais os conectores nas posições de maior rigidez à ovalização do furo. Por isso, a resistência do grupo de conectores a pressão de apoio e rasgamento pode ser tomada como a soma das resistências individuais dos conectores dadas pelas Eqs. (3.2).

3.4.2 Ligação Excêntrica por Corte

Na ligação excêntrica por corte, ilustrada na Fig. 3.13, os parafusos ficam submetidos apenas ao corte, mas a linha de ação da força não passa pelo centro de gravidade dos parafusos.

Para efeito de cálculo, podemos decompor a carga excêntrica em uma carga centrada e um momento.

A carga centrada F se admite igualmente distribuída entre os conectores (comportamento plástico). Sendo n o número de conectores, cada um recebe a carga

$$F/n \quad (3.9)$$

Para o momento $M = F \cdot e$ admite-se que a placa constitua um disco rígido e que os conectores sejam seus apoios elásticos com coeficientes de rigidez k . Para uma rotação $\Delta\theta$ da placa, um conector situado a uma distância r do centro de rotação da placa (que coincide com o centro de gravidade dos conectores) terá uma solicitação $kr\Delta\theta$, contribuindo com uma parcela de momentos $kr^2\Delta\theta$. A equação de equilíbrio $\sum M = 0$ nos dá:

$$\sum kr^2 = k\sum r^2 = M/\Delta\theta$$

O esforço no conector vale então:

$$R = kr\Delta\theta = \frac{M}{\sum r^2} r \quad (3.10)$$

A Eq. (3.10) é análoga à flexão simples, o que não constitui coincidência, pois as hipóteses de cálculo descritas são equivalentes às adotadas na flexão simples.

O esforço R é perpendicular à distância r . Há vantagem em calcular diretamente os componentes R_x e R_y do esforço R , com as equações:

$$R_x = \frac{M}{\sum r^2} y \quad (3.11)$$

$$R_y = \frac{M}{\sum r^2} x \quad (3.12)$$

O esforço total de corte no conector resulta da soma vetorial dos efeitos da força centrada e dos momentos. Convém reiterar que os esforços assim calculados são nominais, uma vez que o comportamento da ligação para cargas de serviço não coincide com as hipóteses de cálculo.

3.4.3 Ligação a Tração

A Fig. 3.14a mostra uma ligação simples a tração.

A distribuição de forças nos parafusos depende da rigidez à flexão do flange. Na Fig. 3.14b o flange é suficientemente rígido e os parafusos ficam sujeitos à tração pura, enquanto o flange fica sujeito ao momento fletor da Fig. 3.14c, distribuído em uma certa profundidade. Entretanto, se a deformação do flange não puder ser desprezada, o parafuso fica submetido à tração e flexão devido ao efeito de alavanca. Além disso, a força de tração fica acrescida da força de alavanca Q (Fig. 3.14d). O tratamento para este problema pode ser encontrado em Queiroz (1993).

A norma brasileira NBR 8800 apresenta critérios simplificados para se considerar no projeto o efeito de alavanca.

Nas ligações solicitadas a tração simples com rebites ou parafusos comuns, o pré-esforço no conector não tem valor mínimo garantido. Assim, no trabalho a tração simples, o alongamento do conector pode provocar a separação entre as partes ligadas.

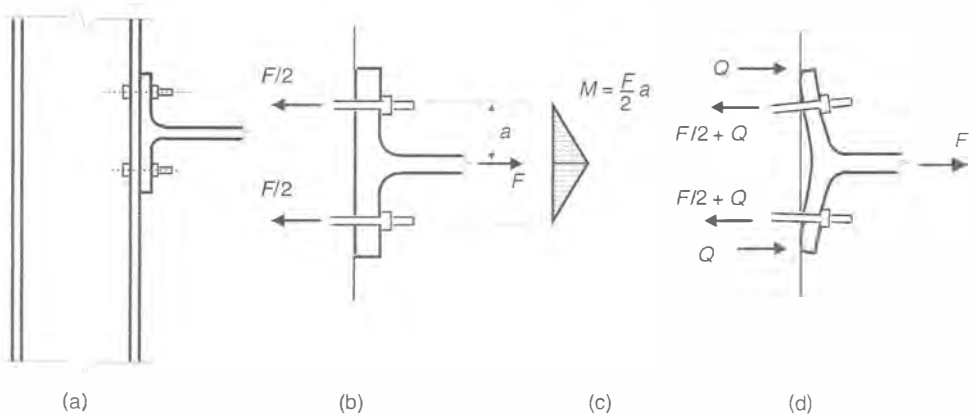


Fig. 3.14 Ligação com parafuso sujeito à tração, sem e com deformação dos elementos da ligação.

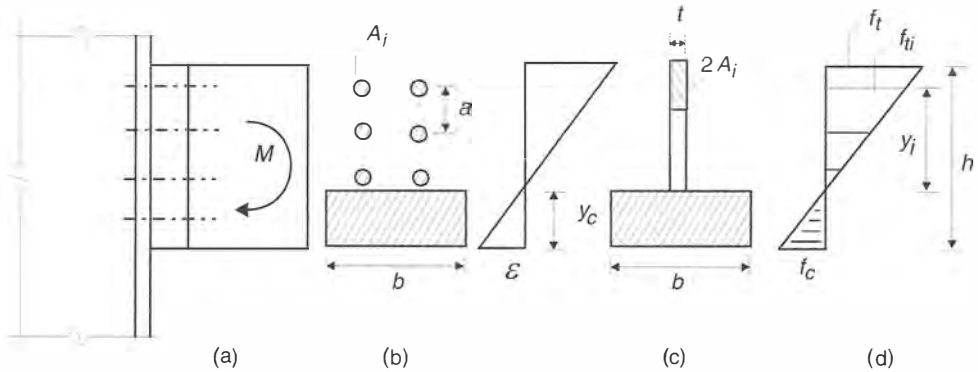


Fig. 3.15 Ligação com rebites ou parafusos comuns sujeitos a corte e tração.

Nas ligações a tração simples com parafusos protendidos de alta resistência, as chapas estão pré-comprimidas, de modo que a tração solicitante apenas reduz esta pré-compressão, não provocando separação entre as partes ligadas. Neste caso, o acréscimo de esforço no parafuso em relação à protensão inicial é pequeno, desde que não haja efeito de alavanca.

3.4.4 Ligação com Corte e Tração nos Conectores

As Figs. 3.5c e 3.5d ilustram tipos de ligação em que os conectores ficam sujeitos a corte e tração. Na Fig. 3.5c alguns parafusos ficam tracionados devido à ação de um momento na ligação, enquanto na ligação da Fig. 3.5d tem-se um esforço axial de tração.

A força que produz corte nos parafusos pode ser distribuída igualmente entre eles. Já a distribuição de esforços devidos ao momento depende do tipo de ligação.

Em uma ligação com rebites ou parafusos comuns (Fig. 3.15a), como a protensão inicial não tem valor garantido, a ação do momento na ligação produzirá tração nos parafusos superiores e compressão entre as chapas na parte inferior. Supõe-se que o diagrama de tensões seja linear, e a soma das áreas dos parafusos tracionados espaçados de a pode ser transformada em um retângulo de altura $(h - y_c)$ e largura

$$t = \frac{2A_i}{a}$$

formando a seção em T invertido da Fig. 3.15c. A determinação da posição da linha neutra y_c (Fig. 3.15b) é feita com o equilíbrio de esforços normais

$$f_c \frac{b}{2} y_c = f_t \frac{t}{2} (h - y_c), \text{ com } f_t = \frac{f_c}{y_c} (h - y_c) \quad (3.13)$$

O momento de inércia da seção composta é

$$I = \frac{b y_c^3}{3} + \frac{t}{3} (h - y_c)^3 \quad (3.14)$$

E a tensão de tração no parafuso mais solicitado é obtida com

$$f_{ti} = \frac{M}{I} y_i \quad (3.15)$$

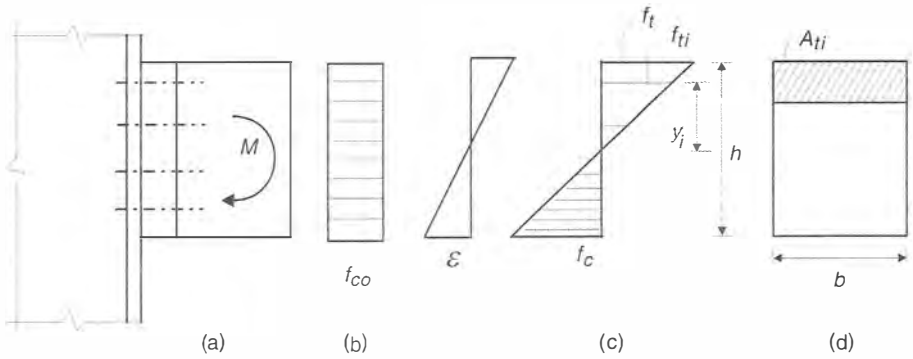


Fig. 3.16 Ligação com parafusos de alta resistência instalados com protensão controlada e sujeitos a corte e tração.

Em uma ligação com parafusos protendidos de alta resistência, as chapas estão pré-comprimidas, de modo que a tração oriunda do momento na ligação apenas reduz esta pré-compressão. Neste caso, as chapas estão em contato em toda a altura da ligação, e a linha neutra está a meia altura (Fig. 3.16). A tensão de tração no topo da chapa devida ao momento

$$f_t = \frac{6M}{bh^2} \tag{3.16}$$

não deve ultrapassar a tensão de pré-compressão f_{co} .

Não havendo separação entre as peças ($f_t < f_{co}$), o acréscimo de força de tração no parafuso em relação à protensão inicial P é pequeno (ver Item 3.4.3).

Por outro lado, a resistência ao deslizamento é reduzida pelo fator $(1 - T/0.80 P)$, onde T é a resultante de tração na região do parafuso superior (ver Item 3.3.7).

3.5 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

3.5.1 Duas chapas de 204 mm × 12,7 mm (1/2") em aço ASTM A36 são emendadas com chapas laterais de 9,5 mm (3/8") e parafusos comuns (A307) ϕ 22 mm.

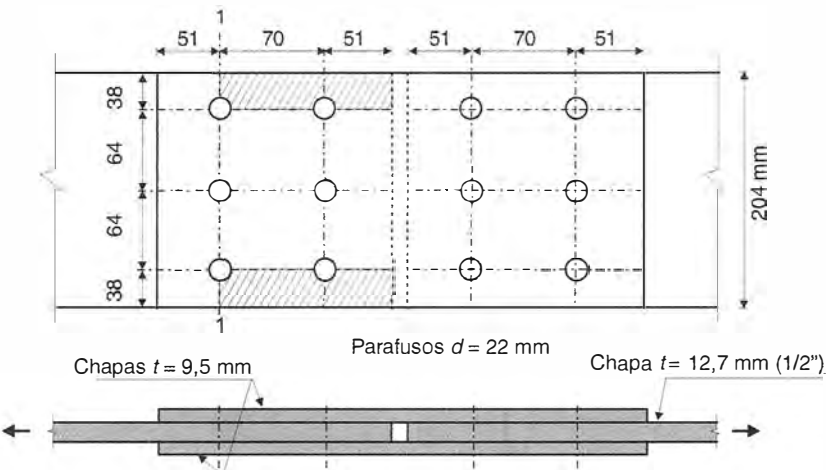


Fig. Probl. 3.5.1

As chapas estão sujeitas às forças $N_g = 200$ kN, oriunda de carga permanente, e $N_q = 100$ kN, oriunda de carga variável decorrente do uso da estrutura. Verificar a segurança da emenda no estado limite último em combinação normal de ações.

Solução

Esforço solicitante de projeto

$$N_d = 1,4 \times 200 + 1,5 \times 100 = 430 \text{ kN}$$

O esforço resistente de cálculo a tração (R_{dt}) será o menor entre os encontrados nos seguintes casos:

a) Corte (corte duplo dos parafusos)

$$R_{dt} = 0,40 \times 3,88 \times 41,5 \times 2 \times 6/1,35 = 572 \text{ kN}$$

b) Pressão de apoio e rasgamento da chapa

Parafusos externos: $a = 51 - 11,7 = 39,3 \text{ mm} < 2d = 44 \text{ mm}$

$$R_{dt} = 1,2 \times 40 \times 3,93 \times 1,27/1,35 = 177,5 \text{ kN}$$

Parafusos internos: $a = 70 - 23,5 = 46,5 \text{ mm} > 2d$

$$R_{dt} = 2,4 \times 2,2 \times 1,27 \times 40/1,35 = 198,7 \text{ kN}$$

Resistência da ligação

$$R_{dt} = 3 \times 177,5 + 3 \times 198,7 = 1128,4 \text{ kN}$$

c) Tração na chapa 12,7 mm (1/2")

Ruptura da seção líquida [Eq. (2.1)]

$$A_n = [20,4 - 3(2,22 + 0,35)] 1,27 = 16,12 \text{ cm}^2$$

$$R_{dt} = 16,12 \times 40/1,35 = 477,6 \text{ kN}$$

Escoamento da seção bruta

$$R_{dt} = 20,4 \times 1,27 \times 25/1,10 = 588,8 \text{ kN}$$

d) Ruptura por cisalhamento de bloco da chapa de 12,7 mm (1/2") como ilustrado na Fig. Probl. 3.5.1. Utiliza-se a Eq. (2.8):

$$A_{gv} = 12,1 \times 1,27 \times 2 = 30,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = (12,1 - 1,5 \times 2,57) \times 1,27 \times 2 = 20,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = (7,6 - 1,0 \times 2,57) \times 1,27 = 6,4 \text{ cm}^2$$

$$R_d = (0,6 \times 40 \times 20,9 + 40 \times 6,4)/1,35 = 561 \text{ kN} > \\ (0,6 \times 25 \times 30,7 + 40 \times 6,4)/1,35 = 530 \text{ kN}$$

$$R_d = 530 \text{ kN}$$

Comparando os resultados, verifica-se que o esforço resistente de cálculo da tração da emenda é determinado pela ruptura da seção líquida da chapa ($R_{dt} = 478$ kN), e que o projeto da emenda é satisfatório para os esforços solicitantes.

3.5.2 O tirante de uma treliça de telhado é constituído por duas cantoneiras de $63 \times 6,3$ mm ($2 \text{ } 1/2'' \times 1/4''$) com ligação a uma chapa de nó da treliça com espessura de 6,3 mm, utilizando parafusos comuns $\phi 12,7$ mm (1/2"). Determinar o esforço normal resistente do tirante, desprezando o pequeno efeito da excentricidade introduzida pela ligação.

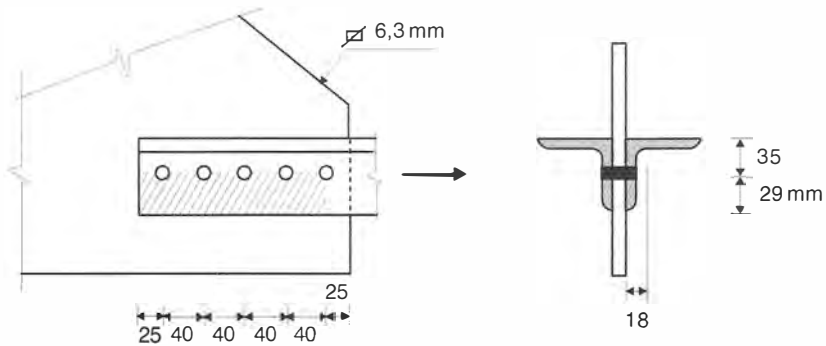


Fig. Probl. 3.5.2

Solução

O esforço resistente de projeto (R_{dt}) é o menor entre os valores encontrados nos casos seguintes:

- a) Corte duplo nos parafusos [Eq. (3.1)]

$$R_{dt} = 0,4 \times 1,27 \times 41,5 \times 2 \times 5/1,35 = 156 \text{ kN}$$

- b) Pressão de apoio e rasgamento da chapa de nó

Parafusos extremo: $a = 25 - 7,1 = 17,9 \text{ mm} < 2d = 25,4 \text{ mm}$

$$R_{dt} = 1,2 \times 1,8 \times 0,63 \times 40/1,35 = 40,3 \text{ kN}$$

Parafusos internos: $a = 40 - 14,2 = 25,8 \text{ mm} > 2d$

$$R_{dt} = 2,4 \times 1,27 \times 0,63 \times 40/1,35 = 56,9 \text{ kN}$$

Resistência de ligação

$$R_{dt} = 40,3 + 4 \times 56,9 = 267,9 \text{ kN}$$

- c) Tração nos perfis

Como o esforço de tração é transmitido apenas por uma aba do perfil, calcula-se a seção líquida efetiva de acordo com o Item 2.2.6.

Diâmetro dos furos a deduzir = $12,7 + 3,5 = 16,2 \text{ mm}$

$$A_{n,ef} = 2(7,68 - 0,63 \times 1,62) \times \left(1 - \frac{18}{160}\right) = 11,82 \text{ cm}^2$$

Ruptura da seção líquida

$$R_{dt} = 11,82 \times 40/1,35 = 350 \text{ kN}$$

Escoamento da seção bruta

$$R_{dt} = 15,3 \times 25/1,10 = 349 \text{ kN}$$

- d) Colapso por cisalhamento de bloco (Item 2.2.7)

Os perfis ($t_0 = 6,3 \text{ mm}$) podem ainda sofrer colapso por cisalhamento de bloco, conforme ilustrado na Fig. 2.8.

Utiliza-se a Eq. (2.8):

$$\begin{aligned}
 A_{gv} &= (4 \times 4 + 2,5 \times 0,63 \times 2) = 23,3 \text{ cm}^2 \\
 A_{nv} &= (4 \times 4 + 2,5 - 4,5 \times 1,6) 0,63 \times 2 = 14,2 \text{ cm}^2 \\
 A_{nt} &= (2,9 - 0,6) \times 0,63 \times 2 = 2,90 \text{ cm}^2 \\
 R_{dt} &= (14,2 \times 0,6 \times 40 + 2,9 \times 40/1,35) = 338 \text{ kN} < (0,60 \times 25 \times 23,3 + \\
 &\quad 2,9 \times 40)/1,35 = 345 \text{ kN} \\
 R_{dt} &= 338 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Comparando-se os resultados, verifica-se que o esforço resistente de projeto é determinado pelo corte dos parafusos ($R_{dt} = 156 \text{ kN}$).

3.5.3 Dimensionar uma ligação aparafusada entre um perfil U e uma chapa, para suportar uma solicitação de tração de projeto igual a 640 kN. Verificar a dimensão do perfil que satisfaz o problema. Aço ASTM A36, parafusos de alta resistência ASTM A325 em ligação do tipo apoio.

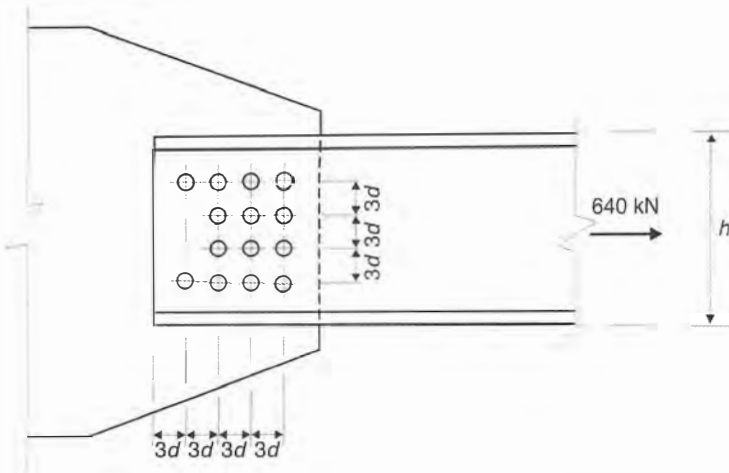


Fig. Probl. 3.5.3

Solução

Inicialmente determina-se o número de parafusos necessários. Supondo parafusos $d = 16 \text{ mm}$ ($5/8''$), a resistência ao corte de um parafuso vale:

$$R_m/\gamma_{a2} = 0,4 \times 1,98 \times 82,5/1,35 = 48,4 \text{ kN}$$

Número de parafusos necessários

$$n = \frac{640}{48,4} = 13,2$$

Podem-se utilizar 14 parafusos, com a posição indicada na figura.

No caso de perfis laminados, a distância do centro do furo à borda obedece a gabaritos padronizados. Para perfis U 250 ($10''$) e U 306 ($12''$), essa distância vale 6,4 cm. A altura necessária do perfil U pode ser estimada em

$$2 \times 6,4 + 3 \times 4,8 = 27,2 \text{ cm (usar } h = 306 \text{ mm} = 12'')$$

Admitindo-se inicialmente o perfil U 306 (12") \times 30,7 kg/m, verifica-se se ele satisfaz.

$$A_n = 39,1 - 4(1,6 + 0,35) \times 0,71 = 33,56 \text{ cm}^2$$

Ruptura da seção líquida efetiva do perfil ($A_{n,ef}$)

$$R_d = A_{n,ef} f_u / 1,35 = (1 - 1,77/14,4) \times 33,56 \times 40 / 1,35 = 872 \text{ kN} > 640 \text{ kN}$$

Escoamento da seção bruta

$$R_d = A_g f_y / 1,10 = 39,1 \times 25 / 1,10 = 889 \text{ kN} > 640 \text{ kN}$$

É ainda necessário verificar a resistência da chapa da alma a apoio e rasgamento, com as Eqs. (3.2a) e (3.2b). Como no caso em estudo foi tomado $s = 3d$, ou seja, $a = 2,0d$, as duas equações fornecem o mesmo resultado:

$$R_d = 2,4 \times 1,6 \times 0,71 \times 40 \times 14 / 1,35 = 1131 \text{ kN} > 640 \text{ kN}$$

O perfil está sujeito a cisalhamento de bloco na ligação. Com os espaçamentos entre parafusos da Fig. Probl. 3.5.3 tem-se Eq. (2.8)

$$A_{nt} = (3 \times 3 \times 1,6 - 3 \times 1,95) \times 0,71 = 6,1 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = 12 \times 1,6 \times 0,71 \times 2 = 27,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{vn} = 27,3 - 2 \times 3,5 \times 1,95 \times 0,71 = 17,6 \text{ cm}^2$$

$$R_{dt} = (0,6 \times 40 \times 17,6 + 40 \times 6,1) / 1,35 = 493 \text{ kN} < (682 + 244) / 1,35 = 686 \text{ kN}$$

A resistência ao cisalhamento de bloco (493 kN) é menor que a sollicitação de projeto. Aumentando-se o espaçamento entre os parafusos na direção da força para $4d$, o problema fica resolvido.

O perfil U 306 (12") \times 30,7 kg/m satisfaz.

Espessura mínima necessária da chapa gusset para atender às tensões de apoio e rasgamento entre furos.

$$t > \frac{640}{2,4 \times 1,6 \times 40 \times 14 / 1,35} = 0,40 \text{ cm}$$

Por razões construtivas, a chapa gusset é tomada com espessura de 6 a 10 mm. Para garantir a segurança contra ruptura por cisalhamento de bloco, sua espessura deve ser maior que a da alma do perfil ($t > 7 \text{ mm}$).

3.5.4 Dimensionar a ligação aparafusada do Probl. 3.5.3, agora para uma ligação do tipo atrito.

Solução

A ligação denominada tipo atrito é aquela em que não se permite deslizamento entre as peças para cargas em serviço (caso de furos-padrão). O dimensionamento no estado limite último está feito no Probl. 3.5.3. É necessário, adicionalmente, verificar a resistência ao deslizamento para tração igual a 640 kN/1,4, 457 kN (estado limite de utilização).

Força de protensão mínima no parafuso (Tabela A5.2a, Anexo A).

$$P = 85 \text{ kN}$$

Coeficiente de atrito para superfície laminada, limpa, sem pintura

$$\mu = 0,35$$

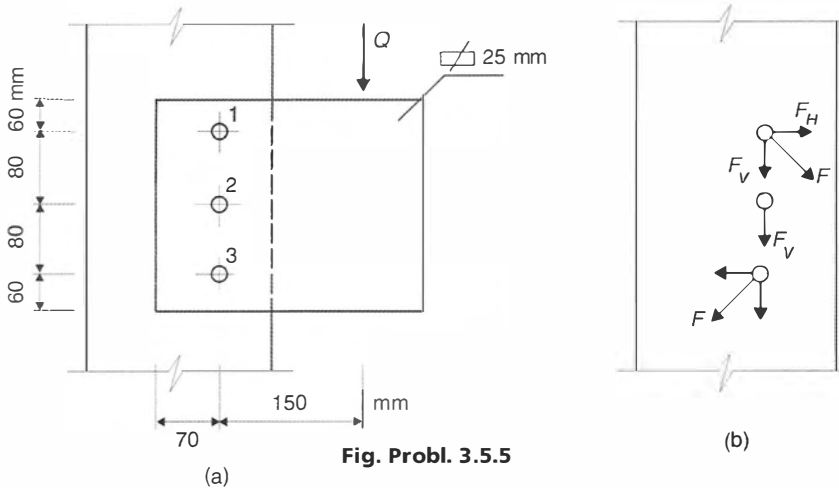
Resistência ao deslizamento Eq. (3.6)

$$R_v = 14 \times 0,80 \times 0,35 \times 1 \times 85 = 333 \text{ kN} < 457 \text{ kN}$$

Verifica-se que a resistência ao deslizamento para cargas de serviço é determinante no dimensionamento; seriam necessários

$$n = \frac{457}{0,80 \times 0,35 \times 85} = 20 \text{ parafusos}$$

3.5.5 Calcular a carga de projeto na ligação da figura, sendo os conectores parafusos ASTM A307, de diâmetro igual a 19 mm (3/4").



Solução

Os parafusos 1 e 3 serão os mais solicitados, pois, além do esforço vertical, deverão absorver um esforço horizontal que resistirá ao momento produzido pela carga Q .

a) Cálculo do esforço resultante nos parafusos, em serviço

Tomando o parafuso mais desfavorável, número 1, temos:

Componente vertical F_v

$$F_v = \frac{Q}{3}$$

Componente horizontal F_h

$$F_h \times 1,6 = Q \times 1,5 \quad F_h = \frac{1,5}{1,6} Q$$

Esforço resultante F vale

$$F = \sqrt{F_v^2 + F_h^2} = \sqrt{\left(\frac{Q}{3}\right)^2 + \left(\frac{1,5}{1,6}Q\right)^2} = 0,99 Q$$

b) Carga de projeto

A carga de projeto da ligação é obtida igualando-se a sollicitação de projeto do parafuso mais sollicitado, com a resistência de projeto a corte do mesmo.

$$\gamma Q \times 0,99 = 2,85 \times 0,4 \times 41,5 / 1,35 = 35,0 \text{ kN}$$

$$\gamma Q = 35,4 \text{ kN}$$

c) Verificação da pressão de apoio e rasgamento

$$R_d = 2,4 \times 1,9 \times 2,5 \times 40 / 1,35 = 338 \text{ kN} \gg 35,0 \text{ kN}$$

3.5.6 Deseja-se projetar a ligação de um consolo metálico com uma coluna, utilizando parafusos de alta resistência ASTM A325. Determinar o diâmetro necessário dos parafusos para absorverem uma carga de 30 kN em serviço (oriunda de carregamento permanente), com uma excentricidade de 200 mm, relativa ao eixo da coluna.

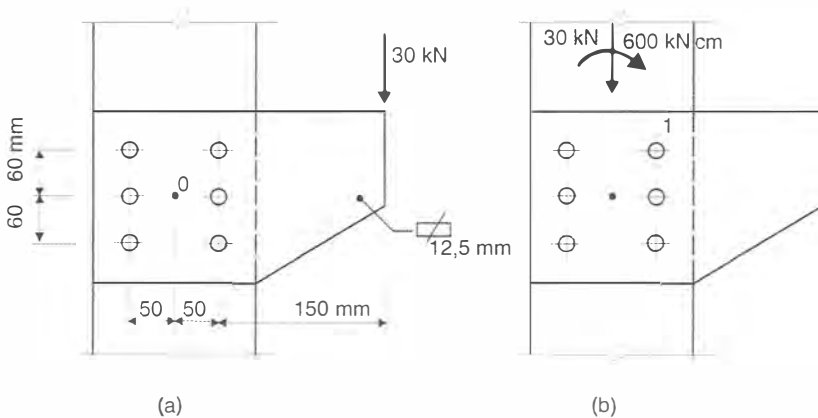


Fig. Probl. 3.5.6

Solução

Este problema pode ser resolvido por superposição de efeitos. Transportando a carga aplicada para o centro de gravidade dos parafusos (ponto 0), aparece um momento devido à excentricidade da carga em relação a esse ponto.

Analisaremos separadamente o efeito da força vertical e do momento, admitindo que todos os conectores têm a mesma área.

a) Força vertical

A força vertical se transmite igualmente para os conectores. Cada conector recebe uma carga igual a:

$$\frac{Q}{n} = \frac{30}{6} = 5,0 \text{ kN}$$

b) Momento fletor

Para o cálculo da força atuante nos conectores devida ao momento, considera-se a placa como um disco rígido ligado a conectores elásticos, conforme indicado no Item 3.4.2.

Para dimensionamento, basta calcular o esforço no conector 1 que é o mais solicitado.

$$\Sigma r^2 = 6 \times 5,0^2 + 4 \times 6,0^2 = 294 \text{ cm}^2$$

$$M = 30 \times 20 = 600 \text{ kNcm}$$

$$F_x = \frac{6,0}{294} \times 600 = 12,2 \text{ kN}$$

$$F_y = \frac{5,0}{294} \times 600 = 10,2 \text{ kN}$$

c) Dimensionamento dos parafusos

O esforço total de corte no parafuso mais desfavorável será:

$$1,3 \sqrt{(5,0 + 10,2)^2 + 12,2^2} = 25,3 \text{ kN}$$

Determinação da área necessária do parafuso

$$0,4 A_g 82,5/1,35 = 25,3 \text{ kN}$$

$$A_g = 1,04 \text{ cm}^2$$

Podem-se usar parafusos $d = 12,7 \text{ mm}$ (1/2"), ASTM A325.

Como o afastamento entre os parafusos é superior a $3d$, basta verificar a pressão de apoio na chapa de 12 mm de espessura.

$$R_d = 2,4 dt f_u / 1,35 = 2,4 \times 1,27 \times 1,2 \times 40 / 1,35 = 108 \text{ kN} > 25,3 \text{ kN}$$

3.5.7 Verificar as tensões nos conectores do consolo das figuras *a* e *b*, usando parafusos ASTM A307. Usar o estado limite de projeto, com o coeficiente de majoração das ações $\gamma = 1,4$.

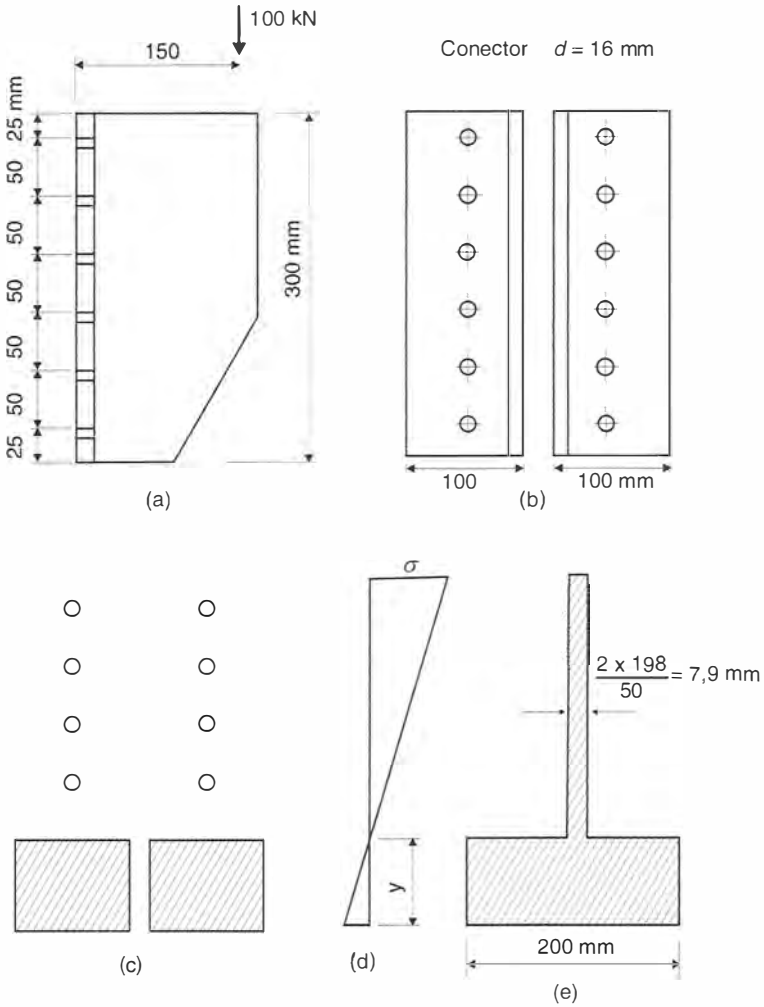


Fig. Probl. 3.5.7

Solução

Sob a ação do momento fletor, os parafusos superiores são tracionados e a resultante de compressão é transferida por contato.

Na zona comprimida podemos considerar as cantoneiras apoiadas na coluna (Fig. Probl. 3.5.7c). Na Fig. 3.5.7d vemos o diagrama de tensões que se supõe linear.

Para facilitar o cálculo, podemos transformar a Fig. 3.5.7c na Fig. 3.5.7e.

Para a determinação da posição da linha neutra, basta fazer a igualdade dos momentos estáticos das duas áreas da Fig. Probl. 3.5.7e.

$$20 \times \frac{y^2}{2} = 0,79 \frac{(30 - y)^2}{2}$$

Resolvendo a equação, obtemos $y = 5$ cm.

O momento de inércia da seção (e) vale

$$\frac{0,79 \times 25^3}{3} + \frac{20 \times 5^3}{3} = 4950 \text{ cm}^4$$

A tensão de tração em serviço no parafuso superior vale

$$f_t = \frac{M}{I} y = \frac{1500}{4950} (27,5 - 5,0) = 6,82 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão de corte em serviço nos parafusos vale

$$\tau = \frac{100}{12 \times 1,98} = 4,21 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão resistente de projeto ao corte de um parafuso $d = 16$ mm ($5/8''$)

$$0,4 \times 41,5/1,35 = 12,3 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão resistente do projeto à tração de um parafuso

$$0,75 \times 41,5/1,35 = 23,0 \text{ kN/cm}^2$$

Interação corte e tração no parafuso superior

$$\left(\frac{1,4 \times 4,21}{12,3} \right)^2 + \left(\frac{1,4 \times 6,82}{23,0} \right)^2 = 0,40 < 1,0$$

Concluímos que os parafusos ASTM A307 $d = 16$ mm ($5/8''$) satisfazem os critérios de segurança.

3.5.8 Na ligação do problema anterior, substituem-se os parafusos comuns por parafusos de alta resistência A325, em ligação tipo atrito. As verificações em estado limite último devem ser efetuadas como no Problema 3.5.7. Verificar a resistência ao deslizamento em estado limite de utilização.

Solução

Admitindo-se que não há deslocamento entre as peças ligadas, o cálculo pode ser feito com seção homogênea igual à área de apoio das cantoneiras, $200 \times 300 \text{ mm}^2$.

Tensão de tração no topo da chapa

$$f_t = \frac{6 \times 1500}{20 \times 30^2} = 0,50 \text{ kN/cm}^2 < f_{co} = \frac{12 \times 85}{20 \times 30} = 1,7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Força solicitante à tração devida ao momento na região do parafuso superior

$$T \cong (10 \times 5) \times 0,5 = 25 \text{ kN}$$

A força T atua no sentido de descomprimir as peças ligadas. Como não há separação entre as peças ($f_i < f_{co}$), o acréscimo de força de tração no parafuso em relação à protensão inicial é pequeno (ver Item 3.4.3). Por outro lado, a resistência ao deslizamento é reduzida com a descompressão.

Esforço resistente ao deslizamento do parafuso superior $d = 16 \text{ mm}$ ($5/8''$) no estado limite de utilização

$$R_v = 0,80 \times 0,35 \times 85 \left(1 - \frac{25}{68}\right) = 15,0 \text{ kN}$$

Força solicitante de corte

$$V = \frac{100}{12} = 8,3 \text{ kN}$$

Comparação de resultado

$$8,3 < 15,0 \text{ kN}$$

3.6 | PROBLEMAS PROPOSTOS

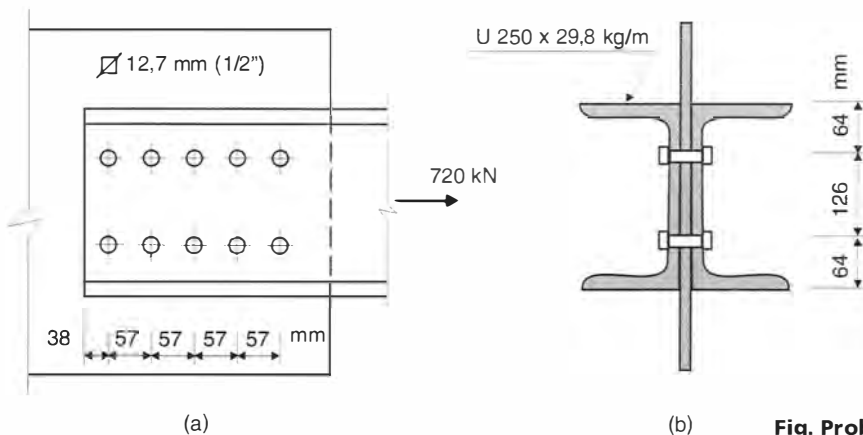
3.6.1 Como funcionam as ligações a corte do tipo apoio e do tipo atrito?

3.6.2 Em que condições podem ser usados parafusos em furos alargados?

3.6.3 Quais os modos de colapso que devem ser verificados em uma ligação a corte com conectores?

3.6.4 Em que condições é válida a hipótese de distribuição uniforme de esforços em parafusos de uma ligação axial por corte?

3.6.5 Uma barra atirantada de uma treliça, sujeita a uma carga de 720 kN em serviço, é constituída por dois perfis U 250 ($10''$) \times 29,8 kg/m, prendendo-se uma chapa gusset de



12,7 mm (1/2") por meio de parafusos A307 $d = 3/4"$. Verificar a segurança da ligação no estado limite de projeto, com o coeficiente $\gamma = 1,30$ (carga permanente de pequena variabilidade). Aço ASTM A36.

3.6.6 Determinar o número mínimo de parafusos A325, de diâmetro igual a 22 mm (7/8"), necessários para a ligação a tração da figura. Admitir que as chapas dos flanges são bastante rígidas.

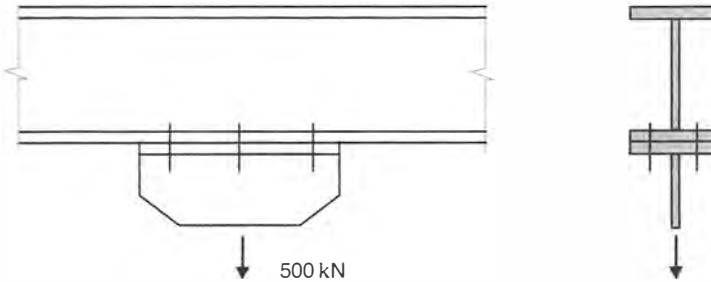


Fig. Probl. 3.6.6

3.6.7 Uma chapa de ligação recebe uma carga inclinada de 120 kN. Os conectores são parafusos A325 em ligação por atrito, diâmetro $d = 12,7$ mm (1/2"), com espaçamentos padronizados, mostrados na figura. Calcular o número de parafusos necessários por fila vertical. Determinar a espessura mínima de chapa para que a pressão de apoio não seja determinante.

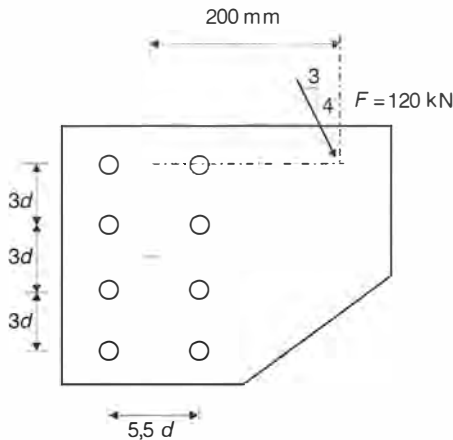


Fig. Probl. 3.6.7

Ligações com Solda

4.1 | TIPOS, QUALIDADE E SIMBOLOGIA DE SOLDAS

4.1.1 Definição. Processos Construtivos

A solda é um tipo de união por coalescência do material, obtida por fusão das partes adjacentes.

A energia necessária para provocar a fusão pode ser de origem elétrica, química, óptica ou mecânica.

As soldas mais empregadas na indústria de construção são as de energia elétrica. Em geral a fusão do aço é provocada pelo calor produzido por um arco voltaico. Nos tipos mais usuais, o arco voltaico se dá entre um eletrodo metálico e o aço a soldar, havendo deposição do material do eletrodo (Fig. 4.1).

O material fundido deve ser isolado da atmosfera para evitar formação de impurezas na solda. O isolamento pode ser feito de diversas maneiras; as mais comuns são indicadas na Fig. 4.1:

- a) *Eletrodo manual revestido*. O revestimento é consumido juntamente com o eletrodo, transformando-se parte em gases inertes, parte em escória.
- b) *Arco submerso em material granular fusível*. O eletrodo é um fio metálico sem revestimento, porém o arco voltaico e o metal fundido ficam isolados pelo material granular.
- c) *Arco elétrico com proteção gasosa* (também conhecido como MIG/MAG – Metal Inert Gas / Metal Active Gas). O eletrodo é um arame sem revestimento, e a proteção da poça de fusão é feita pelo fluxo de um gás (ou mistura de gases) lançado pela tocha de soldagem.
- d) *Arco elétrico com fluxo no núcleo*. O eletrodo é um tubo fino preenchido com o material que protege a poça de fusão.

A solda de eletrodo manual revestido é a mais utilizada na indústria. O processo apresenta enorme versatilidade, podendo ser empregado tanto em instalações industriais pesadas quanto em pequenos serviços de campo. A escória, produzida pelas reações químicas do revestimento, tem menor densidade que o metal de solda e, em geral, aflora na superfície, devendo ser retirada após o resfriamento.

O processo de solda por arco voltaico submerso é largamente utilizado em trabalhos de oficina. Ele se presta à automatização, produzindo solda de grande regularidade.

O processo de solda com proteção gasosa é utilizado principalmente no modo semi-automático em que a tocha de soldagem é conduzida pelo soldador mas as outras operações, como alimentação do arame, são automáticas.

Na fabricação de estruturas metálicas soldadas, devem ser tomadas precauções com a retração da solda após o seu resfriamento, o que pode resultar em distorção dos perfis. Por isso, a sequência de soldagem deve ser programada de maneira que distorções causadas por uma solda sejam compensadas por outra. Além disso, o aquecimento produzido pela solda e o posterior resfriamento diferenciados entre partes do perfil resultam em tensões residuais internas nos perfis (ver Seção 1.8).

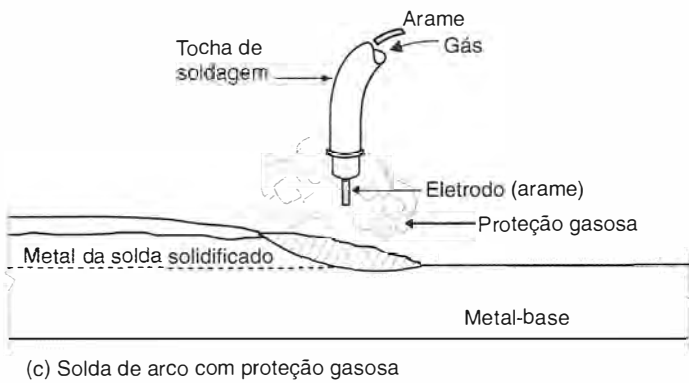
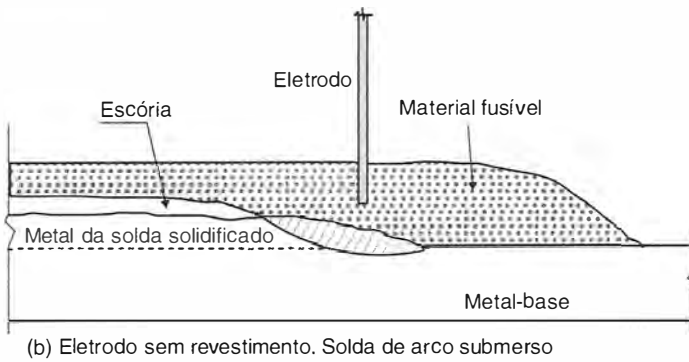
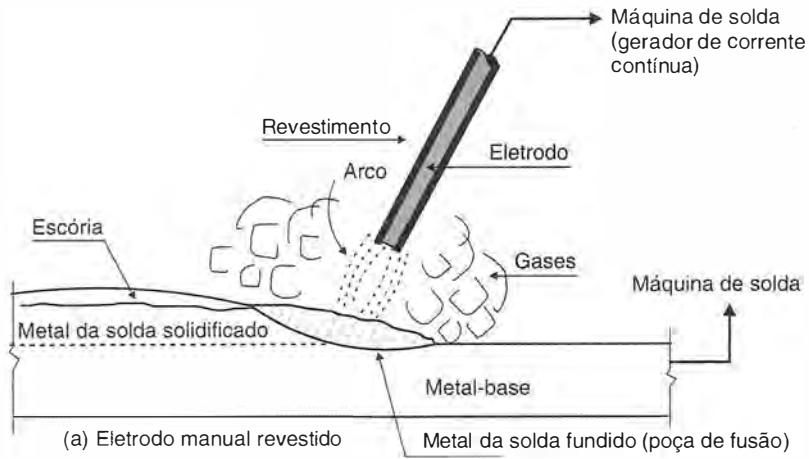


Fig. 4.1 Solda elétrica com eletrodo.

4.1.2 Tipos de Eletrodos

Os eletrodos utilizados nas soldas por arco voltaico são varas de aço-carbono ou aço de baixa liga. Os eletrodos com revestimento são designados, segundo a ASTM, por expressões do tipo E70XY, onde:

E = eletrodo

70 = resistência à ruptura, f_w , da solda em ksi

X = número que se refere à posição de soldagem satisfatória (1 - qualquer posição; 2 - somente posição horizontal)

Y = número que indica tipo de corrente e de revestimento do eletrodo.

Os principais tipos de eletrodos empregados na indústria são:

$$E60 = f_w = 60 \text{ ksi} = 415 \text{ MPa}$$

$$E70 = f_w = 70 \text{ ksi} = 485 \text{ MPa}$$

Os eletrodos sem revestimento, utilizados nas soldas com arco submerso, recebem também denominações numéricas convencionais indicativas de resistência (em geral 60 e 70 ksi) e outras propriedades, iniciadas pela letra F.

4.1.3 Soldabilidade de Aços Estruturais

A soldabilidade dos aços reflete a maior ou menor facilidade de se obter uma solda resistente e sem fraturas.

Dada a enorme importância assumida pela solda nos últimos decênios, as formulações químicas dos aços visam sempre a obter produtos soldáveis.

Os aços-carbono até 0,25% C e 0,80% Mn são soldáveis sem cuidados especiais. Para teores de carbono superiores a 0,30% é, em geral, necessário fazer um preaquecimento e um resfriamento lento, pois as soldas sem esse tratamento apresentam ductilidade muito pequena.

Os aços de baixa liga sem e com tratamento térmico são geralmente soldáveis, devendo-se adotar eletrodos adequados e eventualmente fazer preaquecimento do metal-base (Item 4.1.4).

Para o aço A36 utilizam-se eletrodos E60XX e E70XX do tipo comum ou baixo hidrogênio. Para os aços de baixa liga (A242, A441, A572) recomendam-se eletrodos E70XX ou E80XX do tipo baixo hidrogênio.

A norma brasileira NBR 8800 apresenta na sua Tabela 8, extraída da norma americana AWS D1.1, os eletrodos compatíveis com os aços mais utilizados na construção civil.

4.1.4 Defeitos na Solda

As soldas podem apresentar grande variedade de defeitos. Entre eles podemos citar (Fig. 4.2):

- a) *Fraturas a frio*. O calor interno imposto pelo processo de solda afeta a microestrutura tanto do metal da solda quanto do metal-base adjacente à poça de fusão na região conhecida como zona termicamente afetada (ZTA). Esta zona (Fig. 4.2a) atinge temperaturas de fusão e, após o resfriamento, sua microestrutura fica diferente do restante do material-base. Com o resfriamento rápido, devido à absorção de calor pelo metal adjacente à solda, há a tendência à formação de microestruturas mais frágeis do que as do aço original, e portanto mais suscetíveis à ocorrência de fraturas sob ação mecânica (fraturas a frio).

A origem dessas fraturas está relacionada também à absorção de hidrogênio presente, em geral, no revestimento dos eletrodos.

As fraturas a frio podem ser evitadas controlando-se a velocidade de resfriamento, por exemplo, com preaquecimento do metal-base e com a utilização de eletrodos com reves-

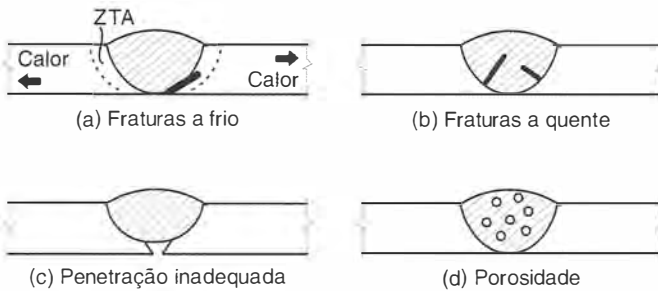


Fig. 4.2 Exemplos de defeitos de solda.

timento de carbonato de sódio (eletrodos de baixo hidrogênio – essenciais no caso de aços de baixa liga).

- b) *Fraturas a quente*. Estas fraturas ocorrem no material da solda durante a solidificação e são devidas à presença de impurezas, em geral enxofre e fósforo, solidificando-se a temperaturas mais baixas que a do aço.
- c) *Fusão incompleta, penetração inadequada*. Decorrem em geral de insuficiência de corrente.
- d) *Porosidade*. Retenção de pequenas bolhas de gás durante o resfriamento; frequentemente causada por excesso de corrente ou distância excessiva entre o eletrodo e a chapa.
- e) *Inclusão de escória*. Usual em soldas feitas em várias camadas, quando não se remove totalmente a escória em cada passe.

4.1.5 Controle e Inspeção da Solda

Em face da grande sensibilidade a defeitos, a solda deve ser sempre feita em condições controladas. A norma americana da “American Welding Society” AWS D1.1 contém as especificações para a execução de solda estrutural, incluindo técnicas, qualificação dos soldadores e procedimentos de inspeção, os quais são também adotados pela norma brasileira NBR 8800.

Nas estruturas comuns utiliza-se a inspeção visual por inspetor treinado; nessa inspeção verificam-se as dimensões de solda (geralmente com auxílio de gabaritos especiais) e observa-se a ocorrência de defeitos, como penetração inadequada e trincas superficiais.

Nas indústrias de perfis soldados e nas estruturas de grande responsabilidade (por exemplo, pontes soldadas) utilizam-se ensaios não destrutivos, como ultrassom, raios X ou líquido penetrante.

4.1.6 Classificação de Soldas de Eletrodo Quanto à Posição do Material de Solda em Relação ao Material-base

Na Fig. 4.3 apresentamos os tipos de solda de eletrodos, conforme a posição do material de solda em relação ao material a soldar (material-base).

Nas soldas de entalhe, o metal de solda é colocado diretamente entre as peças metálicas, em geral dentro de chanfros. A solda pode ser de penetração total ou parcial. Os chanfros podem ser de diversas formas, como indicado na Fig. 4.4.

Nas soldas de filete, o material de solda é depositado nas faces laterais dos elementos ligados.

Nas soldas de tampão e de ranhura, o material é depositado em orifícios circulares ou alongados feitos em uma das chapas do material-base.

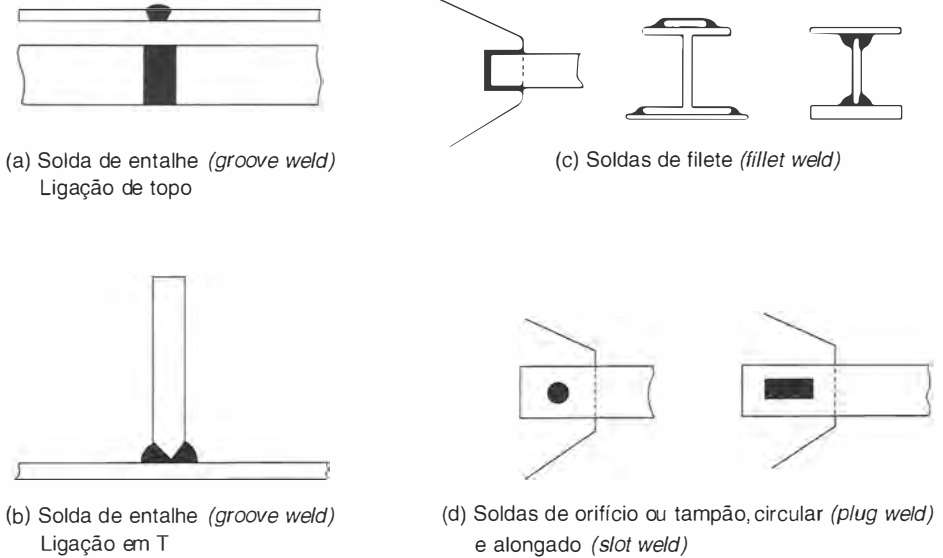


Fig. 4.3 Tipos de ligações soldadas, segundo a posição da solda em relação ao material-base.

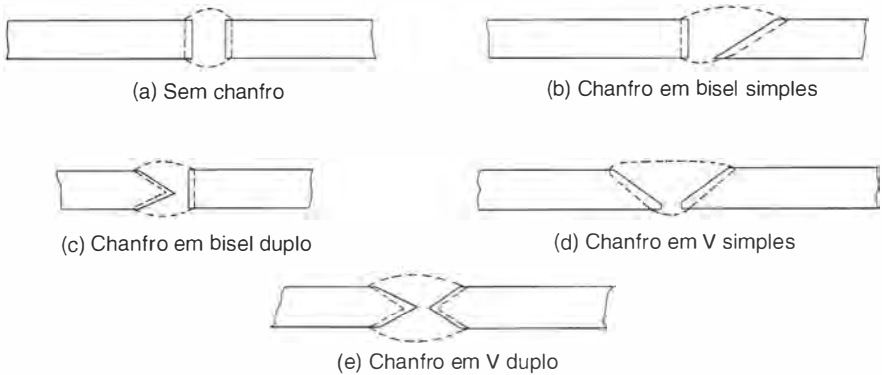


Fig. 4.4 Tipos de solda de entalhe com penetração total.

4.1.7 Classificação Quanto à Posição Relativa das Peças Soldadas

Na Fig. 4.5 apresentamos diversos tipos de ligações soldadas classificadas segundo a posição relativa das peças soldadas.

4.1.8 Posições de Soldagem com Eletrodos

Na Fig. 4.6 indicamos as posições de soldagem que podem ser utilizadas com eletrodos.

A posição plana produz os melhores resultados, sendo utilizada preferencialmente nos trabalhos de oficina, quando é possível colocar as peças nas posições adequadas. As posições horizontal e vertical são usadas correntemente em trabalhos de oficina e de campo. A posição

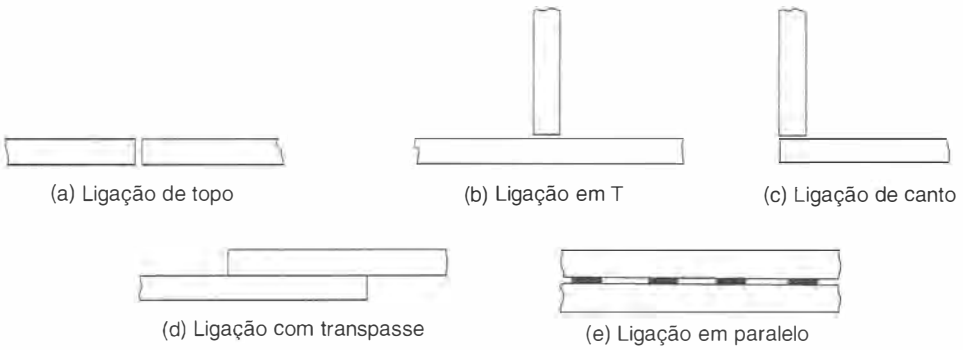


Fig. 4.5 Tipos de ligações soldadas, segundo a posição relativa das peças.

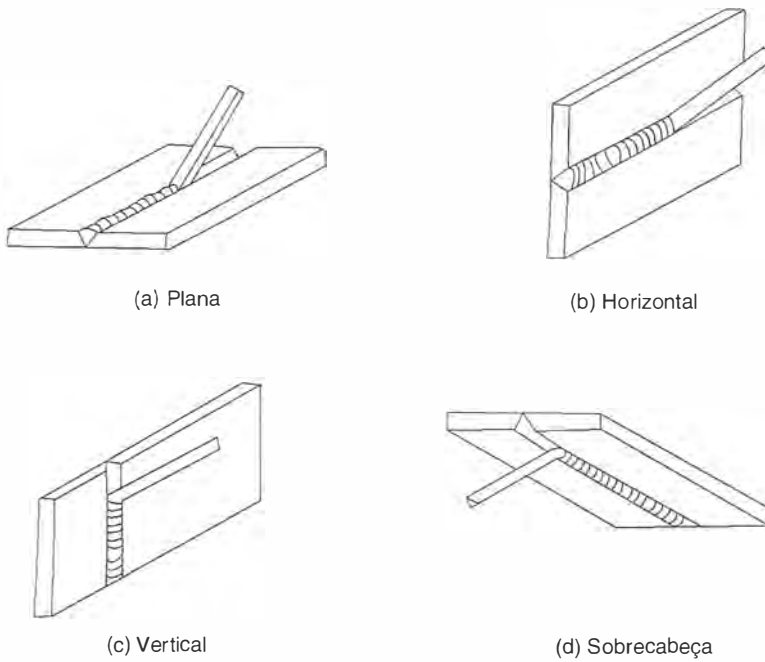


Fig. 4.6 Posições de soldagem com eletrodos.

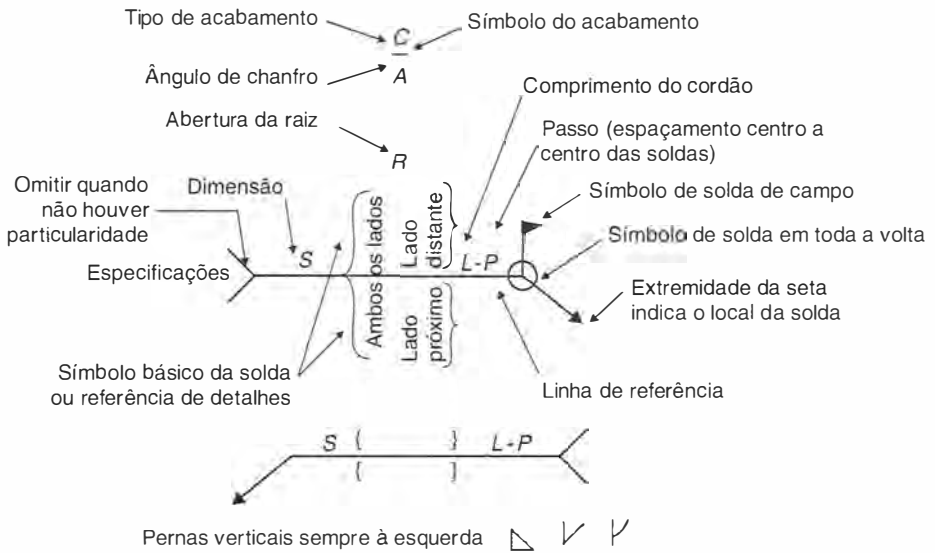
sobrecabeça é a mais difícil, sendo seu emprego limitado a casos especiais. Trata-se de uma soldagem mais susceptível a defeitos, em particular à ocorrência de inclusão de escória, pela sua menor densidade em relação ao metal da solda.

4.1.9 Simbologia de Solda

A fim de facilitar a representação nos desenhos dos tipos e dimensões de soldas desejados, adotou-se uma simbologia convencional.

Simbologia de Solda							
Contra-solda	Filete	Tampão	Entalhe				
			Sem chanfro	v	Bisel	U	J

Chapa de espera	Solda em toda a volta	Solda de campo	Acabamento	
			Plano	Convexo



As soldas dos lados próximo e distante têm a mesma dimensão, salvo especificação em contrário. As dimensões dos filetes devem ser especificadas nos dois lados.

Fig. 4.7 Simbologia das soldas (American Welding Society).

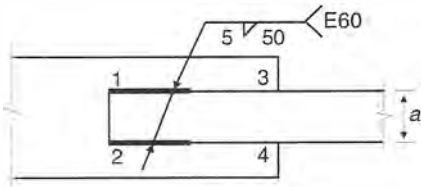
A simbologia de solda da norma brasileira se baseia nas normas americanas AWS. Na Fig 4.7 reunimos as principais regras para a representação gráfica dos tipos de soldas.

A Fig. 4.8 ilustra diversos tipos de ligações soldadas com as respectivas simbologias e descrições.

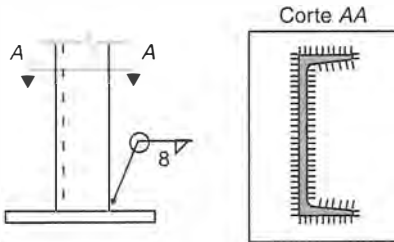
4.2 | ELEMENTOS CONSTRUTIVOS PARA PROJETO

4.2.1 Soldas de Entalhe

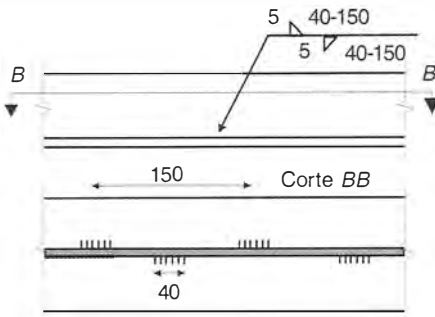
As soldas de entalhe são, em geral, previstas para total enchimento do espaço das peças ligadas (penetração total). Utiliza-se então, nos cálculos, a seção do metal-base de menor espessura (Fig. 4.9a).



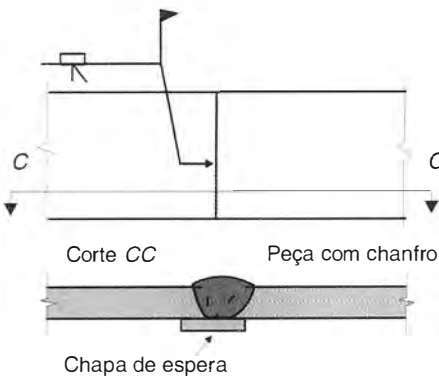
(a) Solda de filete, de oficina, ao longo das faces 1-3 e 2-4; as soldas têm 50 mm de comprimento (deve ser maior que a largura a); o eletrodo a ser usado é E60.



(b) Solda de filete, de oficina, dimensão 8 mm em toda a volta.

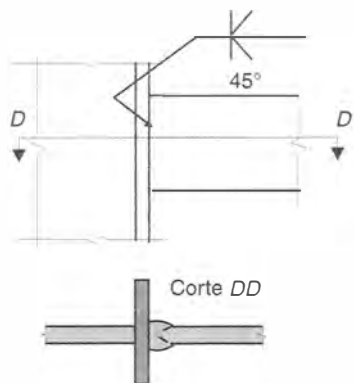


(c) Solda de filete, de oficina, dimensão 5 mm intermitente e alternada, com 40 mm de comprimento (dimensão mínima) e passo igual a 150 mm. As chapas ligadas por soldas intermitentes podem estar sujeitas a flambagem local e corrosão.



(d) Solda de entalhe em bisel de um só lado, de campo, com chapa de espera; a seta aponta na direção da peça com chanfro; chapas de espera são indicadas em soldas de um só lado de penetração total, com o intuito de evitar a fuga de material de solda e a conseqüente penetração inadequada. Chapas de espera não retiradas após a execução da solda produzem concentração de tensões e podem ocasionar fadiga.

Fig. 4.8 Exemplos de ligações soldadas com as respectivas simbologias e descrições.



(e) Solda de entalhe de dois lados com chanfro em bisel a 45°.

Fig. 4.8 Continuação

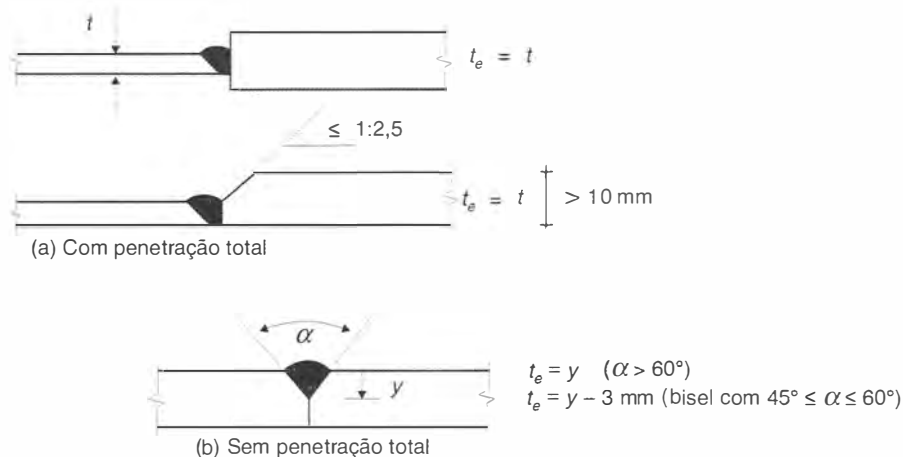


Fig. 4.9 Emendas de entalhe com chanfro em bisel ou em V. Espessuras efetivas da solda, t_e (garganta de solda).

Quando o projeto prevê enchimento incompleto (penetração parcial), com chanfro em bisel, a espessura efetiva t_e é tomada igual à profundidade y do entalhe menos 3 mm, quando o ângulo da raiz do entalhe fica entre 45° e 60° (exceto na soldagem com proteção gasosa ou com fluxo no núcleo em posições plana e horizontal quando toma-se $t_e = y$); quando este ângulo é maior que 60° em chanfrados em V ou bisel, toma-se t_e igual à profundidade do entalhe (Fig. 4.9b). Com chanfrados em J ou em U, a espessura efetiva é igual à profundidade do chanfro.

Nas ligações de topo de chapas de espessuras diferentes quando a parte saliente da peça mais espessa for superior a 10 mm, deve-se fazer um chanfro, como indicado na Fig. 4.9a, para evitar concentrações de tensões na seção de transição. A ligação de chapas com larguras diferentes se faz com curva de transição, também para evitar concentração de tensões.

As gargantas de solda com penetração parcial (Fig. 4.9b) são projetadas com espessuras mínimas construtivas ($t_{e\min}$), a fim de garantir a fusão do metal-base (Tabela 4.1).

As soldas de entalhe com penetração parcial não podem ser usadas em ligações de peças sob flexão.

Tabela 4.1 Dimensões Mínimas das Gargantas de Solda de Entalhe com Penetração Parcial (NBR 8800)

Espessura da chapa mais fina em mm	Garganta de solda com penetração parcial $t_{e\ min}$ (mm) – ver a Fig. 4.9
até 6,3	3
6,3-12,5	5
12,5-19	6
19-37,5	8
37,5-57	10
57-152	13
Acima de 152	16

4.2.2 Soldas de Filete

As soldas de filete são assimiladas, para efeito de cálculo, a triângulos retângulos. Os filetes são designados pelos comprimentos de seus lados. Assim, um filete de 8 mm significa filete de lados b iguais a 8 mm. Um filete 6 mm \times 10 mm designa filete com um lado de 6 mm e outro de 10 mm. Na maioria dos casos, os lados dos filetes são iguais. Denominam-se *garganta* do filete a espessura desfavorável t , indicada na Fig. 4.10; *perna*, o menor lado do filete; e *raiz*, a interseção das faces de fusão.

A área efetiva para cálculo de um filete de solda de lados iguais (b) e comprimento efetivo (ℓ) vale:

$$t\ell = 0,7 b\ell \tag{4.1}$$

As soldas de filete realizadas pelo processo de arco submerso são mais confiáveis que as de outros processos. Adotam-se então espessuras efetivas maiores que as indicadas na Fig. 4.10, a saber:

$$\begin{aligned} b \leq 10 \text{ mm} & \quad t_e = b \\ b \geq 10 \text{ mm} & \quad t_e = t + 3 \text{ mm} \end{aligned} \tag{4.2}$$

O comprimento efetivo ℓ na Eq. (4.1) é o comprimento total da solda incluindo os retornos de extremidade, exceto no caso de filetes longitudinais de peças sob esforço axial (Fig. 4.14a),

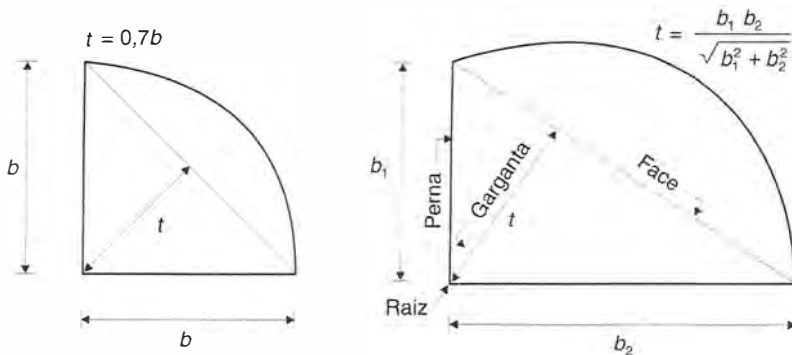


Fig. 4.10 Filete de solda. Seção real e seção teórica da solda. Espessura t da garganta do filete, igual à distância da raiz à face teórica da solda. O menor lado é denominado perna do filete.

quando ℓ é tomado igual ao comprimento L da solda multiplicado pelo fator de redução β dado por:

$$\beta = 1,2 - 0,002 \frac{L}{b}, \text{ sendo } 0,6 \leq \beta \leq 1,0 \quad (4.3)$$

Este fator redutor se aplica a soldas longas ($L > 100 b$) para levar em conta a não uniformidade na distribuição de tensões, o que contraria a hipótese de uniformidade usualmente adotada no cálculo das solicitações (Fig. 4.14a).

O mesmo efeito ocorre em ligações parafusadas (ver Item 3.4.1).

Os filetes de solda devem ser tomados com certas dimensões mínimas para evitar o resfriamento brusco da solda por condução de calor e assim garantir a fusão dos materiais, evitar a ocorrência de fraturas a frio e minimizar distorções. A **dimensão** (perna) **mínima** do filete é determinada em função da chapa mais fina, conforme indicado na Tabela 4.2. Entretanto, a perna do filete não precisa exceder a espessura da chapa mais fina, a não ser por necessidade de cálculo.

Tabela 4.2 Dimensões Mínimas de Filetes de Solda (AISC. NBR 8800)

Espessura da chapa mais fina em mm	Perna do filete (b_{\min})
até 6,3	3 mm
6,3-12,5	5 mm
12,5-19	6 mm
> 19	8 mm

As **dimensões máximas** a adotar para os lados dos filetes são condicionadas pela espessura da chapa mais fina (Fig. 4.11). A folga de 1.5 mm entre a espessura t da chapa e a perna b da solda se destina a evitar a fusão da quina superior da chapa e a conseqüente redução da perna e da garganta de solda, o que poderia ocorrer para $t = b$.

Num filete de solda de **comprimento** L , em cada extremidade há um pequeno trecho em que a espessura da garganta cai até zero. Levando isso em conta, a norma brasileira, baseada na americana, especifica comprimentos mínimos construtivos do cordão de solda, a saber:

$$L \geq 4b \leq 40 \text{ mm} \quad (4.4)$$

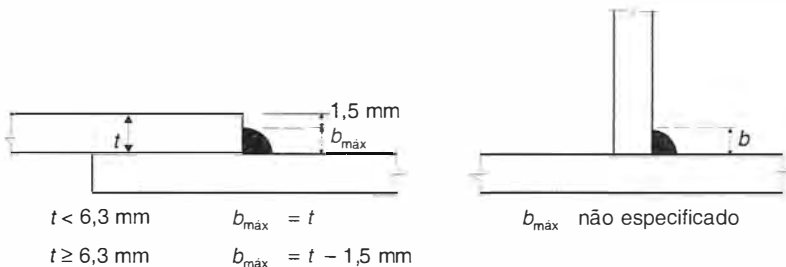


Fig. 4.11 Dimensões máximas dos lados de filetes de solda.

Em ligações de extremidade de peças tracionadas feitas unicamente com soldas de filete longitudinais (ver Fig. 4.14a) o comprimento dos filetes (L_w) deve ser maior ou igual à largura a da chapa.

As terminações de filetes de solda requerem certas precauções nos casos em que a formação de entalhes pode afetar a resistência estática e/ou a resistência à fadiga quando as cargas cíclicas impõem danos de suficiente magnitude. Um exemplo em que as normas de projeto recomendam que a solda comece a uma pequena distância do bordo do transpasse encontra-se ilustrado na Fig. 4.12. Trata-se de uma emenda em filetes longitudinais em que um dos seus extremos coincide com uma borda tracionada.

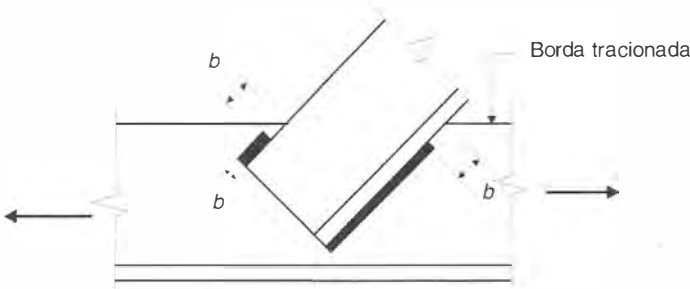


Fig. 4.12 Filetes de solda próximos a bordas tracionadas.

4.3 RESISTÊNCIA DAS SOLDAS

4.3.1 Soldas de Entalhe

As resistências de cálculo das soldas são dadas em função de uma área efetiva de solda

$$A_w = t_e \ell \tag{4.5}$$

onde

t_e = espessura efetiva (Seção 4.2)
 ℓ = comprimento efetivo.

e pela área A_{MB} do metal-base, igual ao produto do comprimento da solda pela espessura da peça mais delgada da ligação.

Para soldas de entalhe de penetração total (Fig. 4.9a) sujeitas a tensões de compressão ou tração ou perpendiculares ao eixo da solda, as resistências de cálculo são obtidas com base no escoamento do metal-base (f_y)

$$R_d = A_{MB} f_y / \gamma_{a1} \tag{4.6a}$$

onde γ_{a1} é dado na Tabela 1.7.

Para soldas de entalhe de penetração parcial sob tração ou compressão perpendiculares ao eixo da solda, a resistência é determinada com o menor valor entre as Eqs. (4.6b) e (4.6c).

Metal-base

$$R_d = A_{MB} f_y / \gamma_{a1} \tag{4.6b}$$

Metal da solda

$$R_d = 0,60 A_w f_w / \gamma_{w1} \tag{4.6c}$$

onde

f_w = tensão resistente do metal da solda;
 $\gamma_{w_1} = 1,25$ para combinações normais, especiais ou de construção;
 $\gamma_{w_1} = 1,05$ para combinações excepcionais de aços.

Na Eq. (4.6c) o fator 0,60 reduz a resistência para levar em conta incertezas na qualidade da solda na raiz e outros efeitos.

Para tensões de tração ou compressão paralelas ao eixo da solda de penetração total ou parcial, não é preciso verificar a resistência.

Para tensões de cisalhamento, as tensões atuando em direções diferentes são combinadas vetorialmente. A resistência de projeto R_d é dada pelas seguintes expressões:

Penetração total: Metal-base

$$R_d = A_{MB}(0,60 f_w) / \gamma_{w_1} \quad (4.7a)$$

Penetração parcial: Metal da solda

$$R_d = A_w(0,60 f_w) / \gamma_{w_2} \quad (4.7b)$$

onde

$\gamma_{w_2} = 1,35$ para combinações normais, especiais ou de construção, e
 $\gamma_{w_2} = 1,15$ para combinações excepcionais.

4.3.2 Soldas de Filete

As resistências das soldas de filete são dadas em função da área

$$A_w = \text{área da solda} = t\ell \quad (4.8)$$

onde t = espessura da garganta (Item 4.2.2).

Para efeito de resistência de cálculo do filete não precisam ser considerados esforços solicitantes de tração ou compressão atuando na direção paralela ao eixo longitudinal da solda. Estas solicitações ocorrem em soldas de filete que ligam as chapas componentes de perfis soldados submetidos a momento fletor. Entretanto deve ser considerada a transferência de esforços de uma chapa à outra por cisalhamento através da garganta de solda; o estado limite é o de ruptura do metal da solda [Eq. (4.9a)].

Os esforços solicitantes em qualquer direção no plano perpendicular ao eixo longitudinal da solda (Fig. 4.13) são considerados, para efeito de cálculo, como esforços cisalhantes.

A resistência de cálculo pode ser obtida com a expressão seguinte:

$$R_d = A_w(0,60 f_w) / \gamma_{w_2} \quad (4.9a)$$

Quando a solda estiver sujeita a tensões não-uniformes, a resistência pode ser determinada em termos de esforço por unidade de comprimento:

$$t(0,60 f_w) / \gamma_{w_2} \quad (4.9b)$$

A Eq. (4.9a) subestima a resistência de soldas de filete cujo eixo tem inclinação $\theta > 0$ em relação à força solicitante. Por isso a NBR 8800 apresenta uma expressão alternativa de R_d em função do ângulo θ . No caso de ligações concêntricas com trechos de solda posicionados longitudinal e transversalmente à força, as resistências R_{dl} e R_{dt} destes trechos calculadas com a Eq. (4.9a) podem ser somadas diretamente para se obter a resistência total R_d ; ou se pode tomar R_d como $(0,85 R_{dl} + 1,5 R_{dt})$, caso forneça um valor maior que o anterior.

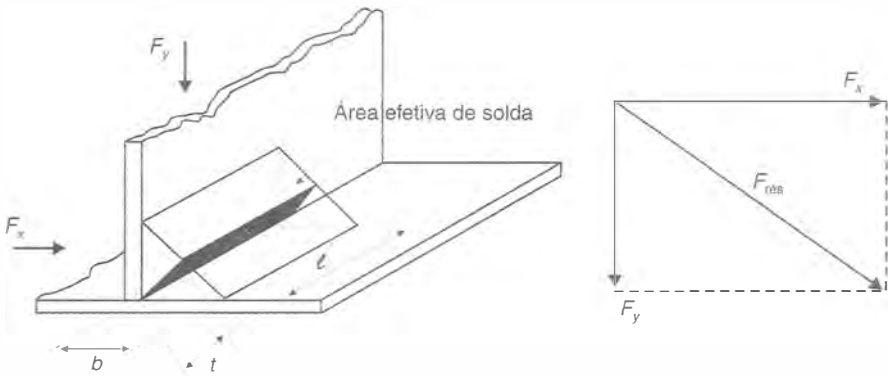


Fig. 4.13 Composição de forças de cisalhamento no filete de solda.

A resistência das peças na região de ligação (metal-base) é determinada conforme exposto no Item 3.3.8. Dessa forma, para o metal-base sujeito a tensões cisalhantes na vizinhança da solda, a resistência é dada pela Eq. (3.7) onde a área A_g é a área cisalhada calculada com a espessura da peça ligada.

4.4 | DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS NAS SOLDAS

4.4.1 Composição dos Esforços em Soldas de Filete

Nas soldas de filete, qualquer que seja a direção do esforço aplicado, admite-se, para efeito de cálculo, que as tensões na solda sejam de cisalhamento na seção da garganta.

A Fig. 4.13 mostra um filete de solda, com garganta t e comprimento ℓ sujeito a um esforço vertical F_y e um horizontal F_x . As tensões de corte na garganta de solda são calculadas com as equações

$$\tau_x = \frac{F_x}{t\ell} \quad \tau_y = \frac{F_y}{t\ell}$$

Multiplicando as tensões pela espessura t , obtêm-se os esforços por unidade de comprimento. Essas forças são somadas vetorialmente, produzindo uma força resultante que deve ser inferior ao valor dado pela Eq. (4.9b).

4.4.2 Emendas Axiais Soldadas

A Fig. 4.14a ilustra a distribuição de tensões cisalhantes em regime elástico nos filetes longitudinais de solda. Essa distribuição é semelhante à distribuição de esforços de corte em emendas parafusadas (ver Fig. 3.12). As maiores tensões ocorrem nas extremidades do cordão de solda. No estado limite último, próximo à ruptura, as deformações plásticas nas regiões extremas promovem uma redistribuição de tensões que tendem para um diagrama uniforme.

Entretanto, se a ligação for longa, a redistribuição de tensões não atingirá a região central da solda antes da ruptura das regiões extremas. Por isso as normas reduzem o comprimento L da solda para o cálculo do comprimento efetivo ℓ [Eq. (4.3)].

Nas emendas com filetes transversais, as tensões também são consideradas uniformemente distribuídas (Fig. 4.14b). Para esse tipo de emenda as normas (AISC, NBR 8800) indicam comprimentos mínimos de transpasse (Fig. 4.14c) para evitar rotações excessivas na ligação, como mostrado na Fig. 4.14d.

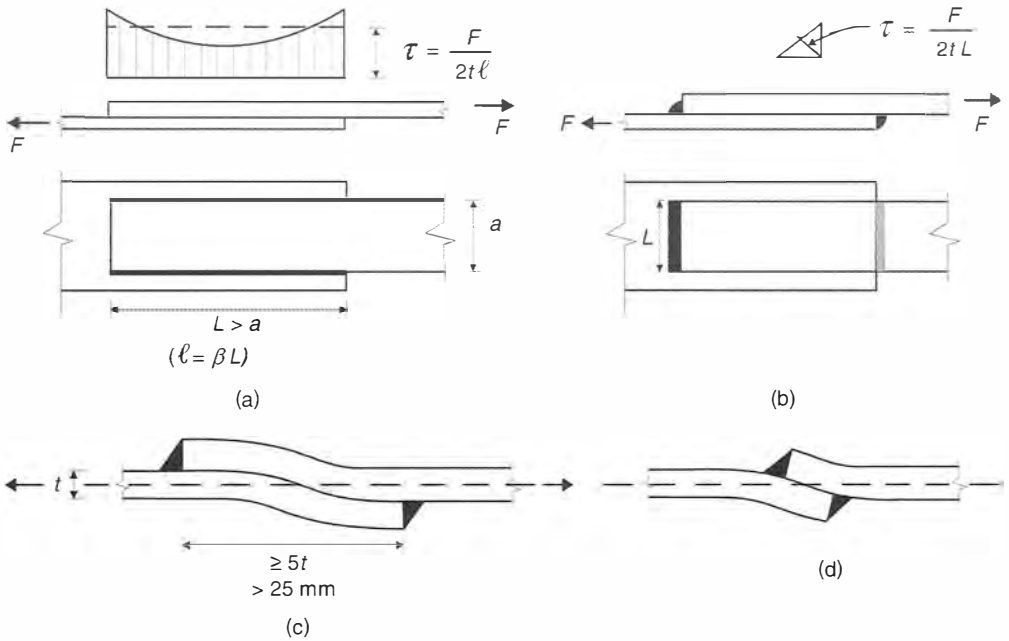


Fig. 4.14 Emendas axiais soldadas: (a) filetes longitudinais; (b), (c), (d) filetes transversais.

4.4.3 Ligação Excêntrica por Corte

Na Fig. 4.15a, vemos a ligação soldada de uma chapa em consolo, com uma carga excêntrica. Para efeito de cálculo, consideramos na Fig. 4.15b as áreas das gargantas rebatidas no plano do cordão de solda.

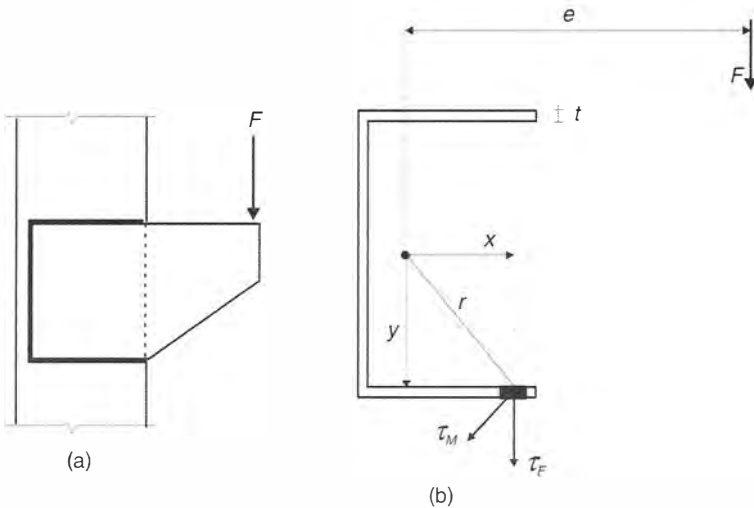


Fig. 4.15 Ligação soldada com carga cisalhante excêntrica: (a) esquema da ligação; (b) área de cálculo do cordão de solda, obtida por rebatimento da garganta sobre o plano da chapa. Admite-se que o eixo do cordão de solda coincide com as bordas da chapa.

consolo. A força aplicada F tem uma excentricidade e em relação ao centro de gravidade da área de solda. Ela pode ser reduzida a uma força centrada F e um momento Fe . O dimensionamento se faz com as mesmas hipóteses adotadas nas ligações de conectores com cargas excêntricas. A tensão cisalhante τ_F provocada pelo esforço centrado F em um ponto qualquer do cordão de solda é dada pela equação:

$$\tau_F = \frac{F}{\sum t\ell} \quad (4.10)$$

A tensão cisalhante τ_M provocada pelo momento Fe é calculada com a equação:

$$\tau_M = \frac{Fe}{I_p} r \quad (4.11)$$

ou decompondo-se nas duas direções x e y

$$\tau_x = \frac{Fe}{I_p} y \quad \tau_y = \frac{Fe}{I_p} x \quad (4.12)$$

onde I_p = momento polar da área de solda referida ao centro de gravidade.

O momento polar de inércia I_p pode ser calculado com a soma dos momentos de inércia retangulares I_x e I_y da seção de solda. Os momentos polares I_p para diversas seções de solda são fornecidos na Tabela A 11, Anexo A, para espessura da garganta $t = 1$ e são proporcionais a t , já que a espessura é pequena. Sendo assim, as Eqs. (4.10) e (4.11) podem ser reescritas em termos de esforços por unidade de comprimento

$$p_F = \tau_F t = \frac{F}{\sum \ell} \quad (4.10a)$$

$$p_M = \tau_M t = \frac{Fe}{I_p (t=1)} r \quad (4.11a)$$

Esses esforços devem ser somados vetorialmente e comparados aos esforços resistentes da Eq. (4.9b).

O método apresentado é conhecido como método elástico e é considerado conservador. Pode-se, alternativamente, utilizar o método denominado centro instantâneo de rotação (Salmon & Johnson, 1990).

4.4.4 Soldas com Esforços Combinados de Cisalhamento e Tração ou Compressão

Soldas longitudinais. Consideremos a seção de perfil I soldado da Fig. 4.16a. A ligação da alma com a mesa pode ser solda de entalhe (Fig. 4.16b) ou solda de filete (Fig. 4.16c).

Se, na seção considerada, atuarem um esforço cortante V e um momento fletor M , os diagramas de tensões cisalhante (τ) e normal (σ) são dados pela resistência dos materiais:

$$\tau = \frac{VS}{Ib} \quad (4.13)$$

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (4.14)$$

onde S = momento estático da chapa de mesa do perfil referido ao eixo x ;

I = momento de inércia do perfil em relação ao eixo x .

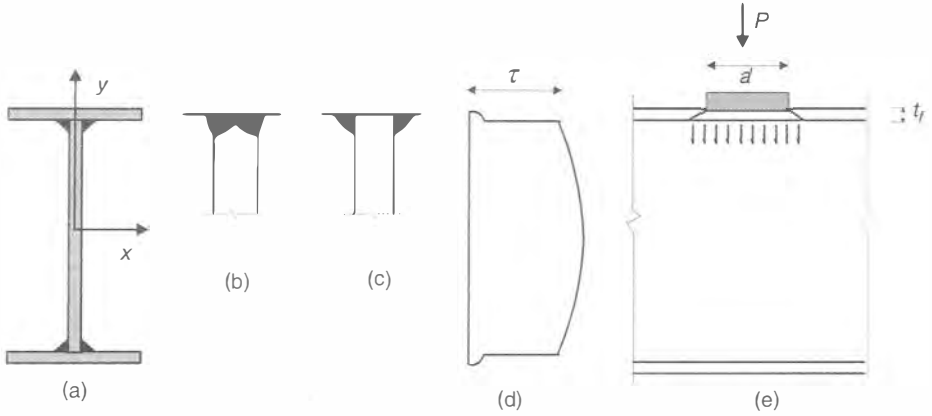


Fig. 4.16 Ligações de alma com mesa de viga (solda longitudinal).

Para solda de entalhe (Fig. 4.16b), a largura b na Eq. (4.13) é a espessura t_0 da chapa da alma. Para solda de filete (Fig. 4.16c), b representa a soma das gargantas dos dois cordões de solda.

De acordo com as normas AISC e NBR 8800, esse tipo de ligação pode ser calculado sem consideração das tensões normais, isto é, verificando-se apenas as tensões cisalhantes.

Efeitos locais, como os de carga concentrada (Fig. 4.16e), devem ser levados em conta. Neste caso, a tensão vertical nas soldas de filete dada pela Eq. (4.15) deve ser combinada vetorialmente com a tensão horizontal dada pela Eq. (4.13).

$$\tau = \frac{P}{2t(a' + 2t_f)} \quad (4.15)$$

Soldas transversais. Na Fig. 4.17 vemos a ligação entre uma viga e uma coluna com chapa de topo soldada à viga. Na Fig. 4.17b mostramos um corte na seção de solda, com áreas das gargantas rebatidas (no caso de soldas de filete). A ligação transmite um esforço cortante V e um momento M .

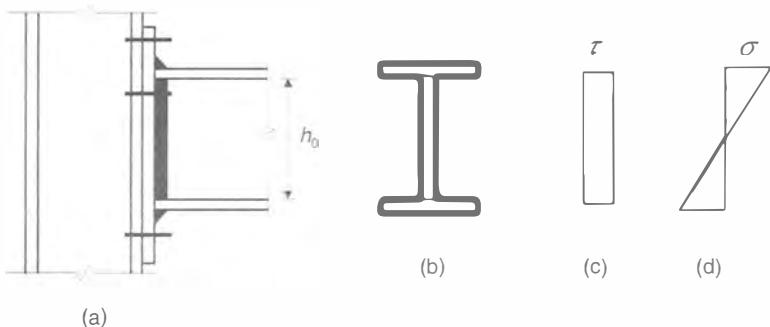


Fig. 4.17 Solda com tensões cisalhantes combinadas com tensões normais (solda transversal).

O esforço cortante produz uma tensão de cisalhamento vertical (Fig. 4.17c). Como as mesas do perfil transmitem tensões cisalhantes muito baixas, devemos contar nesse caso somente com os cordões da alma da viga. Temos então:

$$\tau = \frac{V}{2th_0} \tag{4.16}$$

O momento fletor produz tensões σ , dadas pela Eq. (4.14). Com as propriedades geométricas da seção resistente composta das seções da garganta de solda rebatidas utiliza-se uma composição vetorial arbitrária:

$$\tau_{d \text{ máx}} = \sqrt{\sigma_d^2 + \tau_d^2} \leq \tau_{res} \tag{4.17}$$

A tensão normal σ perpendicular à direção do filete é tratada na Eq. (4.17) como tensão cisalhante horizontal, combinando-se vetorialmente com a tensão cisalhante vertical devida ao esforço cortante.

A Eq. (4.17) também pode ser escrita em termos de esforços por unidade de comprimento.

4.5 COMBINAÇÃO DE SOLDAS COM CONECTORES

O trabalho conjunto de solda e conectores é influenciado pela rigidez de cada um dos tipos de ligação utilizados.

Em construções novas, os parafusos não podem ser considerados atuando em conjunto com soldas, exceto parafusos em ligações por corte. Neste caso, com soldas longitudinais de filete, a contribuição dos parafusos deve ser limitada a 50% da resistência do grupo de parafusos em ligação por apoio.

Em construções existentes, reforçadas por soldas, os rebites ou parafusos de alta resistência em ligações por atrito já existentes podem ser considerados para resistir às solicitações da carga permanente já atuando. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação.

4.6 PROBLEMAS RESOLVIDOS

4.6.1 Uma placa de aço 12 mm, sujeita à tração axial de 40 kN, está ligada a uma outra placa 12 mm formando um perfil T, por meio de solda. Dimensionar a solda usando eletrodo E60 e aço ASTM A36.

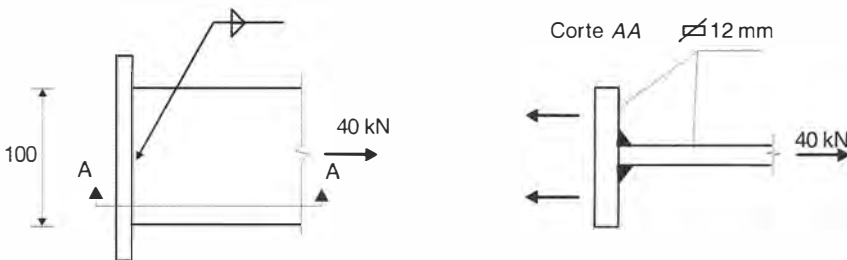


Fig. Probl. 4.6.1

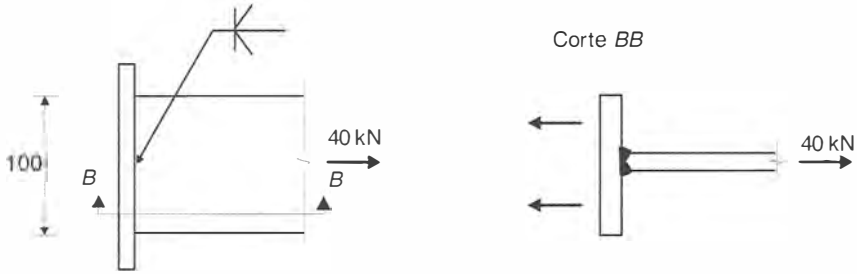


Fig. Probl. 4.6.1 Continuação

Solução

- a) Esforço solicitante de cálculo, admitindo carga variável de utilização

$$S_d = 1,5 \times 40 = 60 \text{ kN}$$

- b) Dimensionamento com solda de filete

Admitindo filete de solda com valor mínimo de perna indicado na Tabela 4.2 ($b = 5 \text{ mm}$), obtém-se:

Metal da solda [Eq. (4.9a)]

$$R_d = A_w(0,60f_w)/\gamma_{w2} = 2 \times 10 \times 0,5 \times 0,7 \times 0,6 \times 41,5/1,35 = 129 \text{ kN}$$

O dimensionamento satisfaz com folga ($R_d > S_d$).

- c) Dimensionamento com solda de entalhe de penetração total [Eq. (4.6a)]

$$R_d = A_{MBf_y}/\gamma_{a1} = 10 \times 1,2 \times 25/1,10 = 272 \text{ kN}$$

O dimensionamento satisfaz com muita folga.

4.6.2 Qual o comprimento e qual a espessura da solda de filete requeridos para a conexão da figura? Admitir aço ASTM A36 e eletrodo E60. O esforço solicitante é variável.

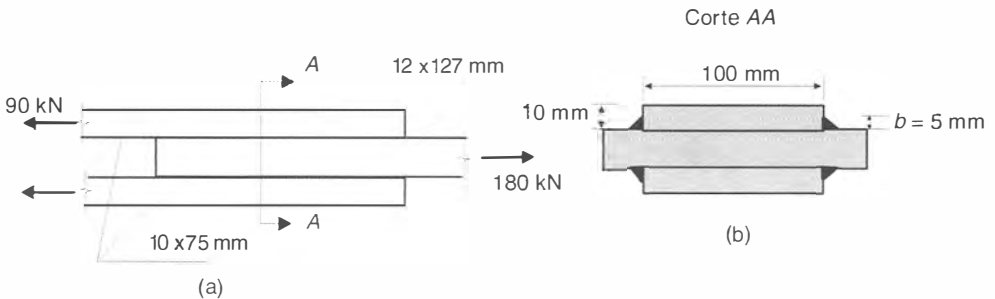


Fig. Probl. 4.6.2

Solução

Admite-se para o filete de solda o lado mínimo especificado na Tabela 4.2. Para a chapa mais delgada 10 mm, tem-se $b = 5$ mm, que é menor que $(10-1,5)$ mm, igual à dimensão máxima de b (Fig. 4.11). A área efetiva de solda é:

$$A_w = 4 \times 0,7 b \ell = 4 \times 0,7 \times 0,5 \ell = 1,4 \ell$$

Esforço solicitante de cálculo

$$S_d = 1,4 \times 180 = 252 \text{ kN}$$

Esforço resistente de cálculo

Metal da solda

$$R_d = A_w (0,60 f_w) / \gamma_{w2} = 1,4 \ell \times 0,6 \times 41,5 / 1,35 = 25,8 \ell$$

Igualando o esforço resistente ao solicitante, tem-se:

$$25,8 \ell = 252 \therefore \ell = 9,76 \text{ cm} \approx 100 \text{ mm} < 100 b$$

Em ligações de chapas com filetes longitudinais apenas, o comprimento dos filetes deve ser maior ou igual à distância entre eles (Fig. 4.14a). Neste caso, então, $\ell = 100$ mm pode ser adotado.

As chapas ligadas estão localmente submetidas a tensões cisalhantes na região da ligação. Tem-se para a chapa central de 12 mm [ver Eq. (3.7)]:

$$R_d = 2 \times t \ell \times 0,60 f_y / \gamma_{d1} = 2 \times 1,2 \times 10 \times 0,6 \times 25 = 360 \text{ kN} > S_d$$

E para as chapas de 10 mm:

$$R_d = 2 \times t \ell \times 0,60 f_y / \gamma_{d1} = 2 \times 1,0 \times 10 \times 0,6 \times 25 / 1,1 = 273 \text{ kN} > \frac{S_d}{2}$$

4.6.3 Calcular a ligação de um perfil L 127 (5") \times 24,1 kg/m, submetido à tração axial permanente de pequena variabilidade, com um gusset indicado na figura. Aço MR250; eletrodo E70.

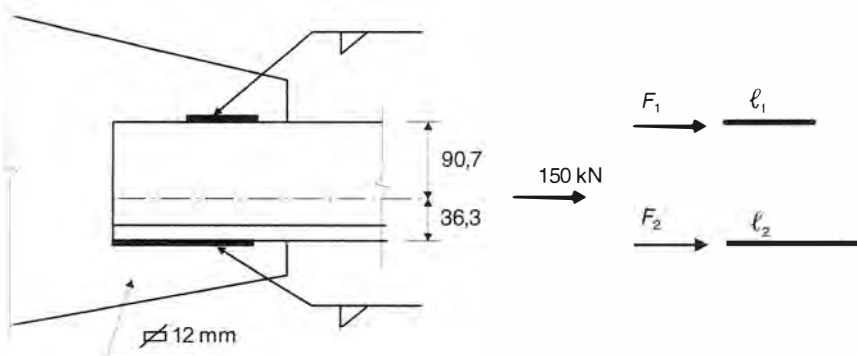


Fig. Probl. 4.6.3

Solução

Como a espessura da cantoneira é 12,7 mm (1/2") e a da chapa também, a dimensão mínima da perna do filete é $b = 5 \text{ mm}$ ($< b_{\text{máx}} = 12,5 - 1,5 = 11 \text{ mm}$), que vamos adotar neste problema.

Os esforços desenvolvidos nas soldas devem ter resultante passando por G (centro de gravidade do perfil L) para que não haja efeitos de flexão na ligação soldada e no perfil. As propriedades da cantoneira estão na Tabela A6.4, Anexo A. Os comprimentos das soldas são ℓ_1 e ℓ_2 .

A equação de equilíbrio de momentos em relação a um ponto no filete inferior fornece:

$$F_1 \times 12,7 - 150 \times 3,63 = 0$$

$$F_1 = \frac{150 \times 3,63}{12,7} = 42,8 \text{ kN}$$

$$F_2 = 150 - 42,8 = 107,2 \text{ kN}$$

O comprimento ℓ_1 pode ser determinado com a sollicitação de cálculo $1,3 \times 42,8 \text{ kN}$, e a resistência de cálculo dada por:

$$R_d = 0,7 \times 0,5 \ell_1 \times 0,6 \times 48,5/1,35 = 7,54 \ell_1$$

A resistência ao cisalhamento das peças ligadas na vizinhança da solda é dada por [ver Eq. (3.7)]

$$R_d = 1,20 \ell \times 0,6 \times 25/1,1 = 16,4 \ell > 7,54 \ell$$

Igualando a resistência à sollicitação, tem-se:

$$7,54 \ell_1 = 1,3 \times 42,8 \therefore \ell_1 = 7,38 \text{ cm} \approx 80 \text{ mm} < 100 b$$

$$\ell_2 = \frac{107,2}{42,8} \ell_1 = 18,5 \text{ cm} \approx 190 \text{ mm} < 100 b$$

Os comprimentos dos filetes podem ser reduzidos utilizando-se solda de maior lado. Adotando-se, por exemplo, $b = 8 \text{ mm}$, tem-se:

$$\ell_1 = 4,61 \text{ cm} \approx 50 \text{ mm}$$

$$\ell_2 = 11,5 \text{ cm} \approx 120 \text{ mm}$$

A verificação da cantoneira à tração deve ser feita com as Eqs. (2.1a) e (2.1b), sendo a área líquida efetiva [ver Eq. (2.5)] calculada com o coeficiente das Eqs. (2.6a) e (2.6b).

4.6.4 Resolver o mesmo problema anterior considerando o detalhe de solda dado na figura. Aço MR250; eletrodo E70.

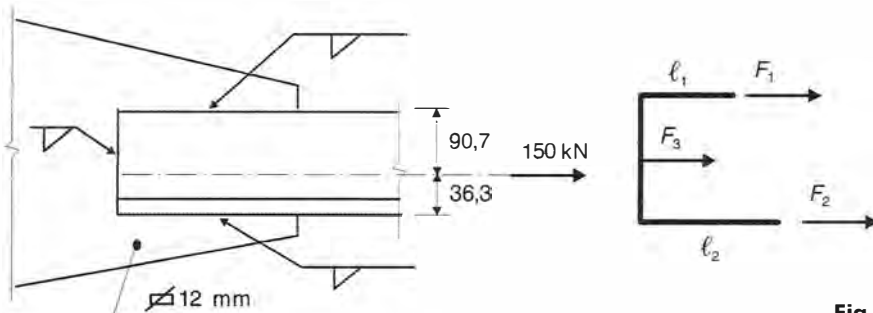


Fig. Probl. 4.6.4

Solução

Neste problema, o esforço solicitante (150 kN) é equilibrado pelos esforços resistentes de três cordões de solda (F_1 , F_2 e F_3).

Admitindo-se filete de solda com perna $b = 5$ mm, têm-se as seguintes resistências de projeto (determinadas pelo metal de solda, Eq. (4.9a)):

$$F_{3d} = 0,7 \times 0,5 \times 12,7 \times 0,6 \times 48,5/1,35 = 95,8 \text{ kN}$$

$$F_{1d} = 0,7 \times 0,5 \ell \times 0,6 \times 48,5/1,35 = 7,54 \ell_1$$

$$F_{2d} = 7,54 \ell_2$$

Os valores de F_{1d} e F_{2d} são determinados com as duas equações de equilíbrio:

$$F_{1d} + F_{2d} + F_{3d} = 1,3 \times 150$$

$$F_{1d} \times 12,7 + F_{3d} \times 6,35 - 1,3 \times 150 \times 3,63 = 0$$

$$7,54 (\ell_1 + \ell_2) + 95,8 = 195 \therefore \ell_1 + \ell_2 = 13,16 \text{ cm}$$

$$95,8 \ell_1 + 608,3 - 707,9 = 0$$

$$\ell_1 = 1,04 \text{ cm}$$

$$\ell_2 = 12,1 \text{ cm}$$

Adotam-se então $\ell_1 = 20$ mm e $\ell_2 = 130$ mm, a serem executados em um único passe com ℓ_3 .

4.6.5 Calcular a ligação do consolo dado na figura, usando solda de filete. Admitir aço MR250, eletrodo E60. Carga atuante do tipo variável.

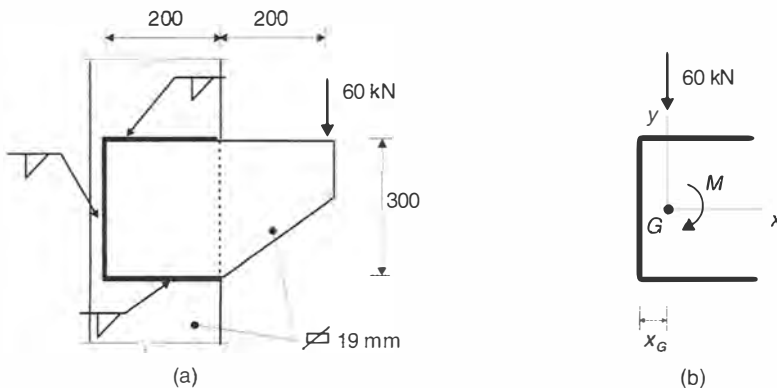


Fig. Probl. 4.6.5

Solução

A carga vertical de 60 kN pode ser transportada para o centro de gravidade G dos cordões de solda (Fig. Probl. 4.6.5b). Com isso, são aplicados uma carga de 60 kN e um momento $M = 60(40 - x_g)$.

a) Determinação de x_g

Calculando o momento estático dos cordões de solda em relação ao eixo vertical passando por G , temos:

$$2 \times 20(10 - x_g) - 30x_g = 0$$

$$x_g = 5,71 \text{ cm}$$

b) Esforço solicitante por unidade de comprimento devido ao cortante $V = 60 \text{ kN}$

Consultando a Tabela 4.2, tomaremos como primeira tentativa $b = 6 \text{ mm} < b_{\text{máx}} = 19 - 1,5 = 17,5 \text{ mm}$

$$p_v = \frac{V}{\sum \ell} = \frac{60}{2 \times 20 + 30} = 0,857 \text{ kN/cm}$$

c) Esforço solicitante por unidade de comprimento devido ao momento M

$$M = 60(40 - x_g) = 60(40 - 5,71) = 2057,4 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$I_x = 0,7 \times 0,6 \times 20 \times 15^2 \times 2 + \frac{0,7 \times 0,6 \times 30^3}{12} = 4725 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 0,7 \times 0,6 \times 30 \times 5,71^2 + 2 \times 0,7 \times 0,6 \times 20^3/12 + 2 \times 0,7 \times 0,6 \times 20 (10 - 5,71)^2 = 1280 \text{ cm}^4$$

$$I_p = I_x + I_y = 6005 \text{ cm}^4$$

Alternativamente pode-se usar a Tabela A 11.2, Anexo A, para calcular

$$I_p (t=1) = \frac{8 \times 20^3 + 6 \times 20 \times 30^2 + 30^3}{12} - \frac{20^4}{2 \times 20 + 30} = 14.297 \frac{\text{cm}^4}{\text{cm}}$$

e verificar que

$$I_p \cong t I_p (t = 1) = 0,7 \times 0,6 \times 14.297 = 6004 \text{ cm}^4$$

Os pontos mais solicitados serão os mais afastados de G . Nas extremidades livres dos filetes horizontais, obtemos:

$$p_{M_x} = \tau_x t = \frac{2057,4}{14.297} \times 15 = 2,16 \text{ kN/cm}$$

$$p_{M_y} = \tau_y t = \frac{2057,4}{14.297} \times (20 - 5,71) = 2,06 \text{ kN/cm}$$

d) Esforço combinado

Somando os efeitos do momento e do cortante no ponto considerado, teremos

$$p = \sqrt{(0,86 + 2,06)^2} + 2,16^2 = 3,62 \text{ kN/cm}$$

Esforço solicitante de cálculo

$$p_d = 1,4 \times 3,63 = 5,07 \text{ kN/cm}$$

- e) Esforço resistente de projeto [Eq. (4.9b)]
 – Metal-base adjacente à ligação

$$p_{d\text{ res}} = 1,9 \times 0,6 \times 25/1,10 = 25,9 \text{ kN/cm}$$

- Metal da solda

$$p_{d\text{ res}} = 0,7 \times 0,6 \times 0,6 \times 41,5/1,35 = 7,75 \text{ kN/cm}$$

- f) Conclusão: Como $p_{d\text{ res}} > p_{d'}$, o dimensionamento está satisfatório.

4.6.6 Um perfil VS de 500 mm × 61 kg/m (Tabela A8.3, Anexo A) está solicitado em uma seção por um momento $M = 170 \text{ kNm}$ e um esforço cortante $V = 200 \text{ kN}$ (solicitações de carga variável). A junção da mesa com a alma é feita por solda de filete com 5.0 mm de perna. Verificar esta junção, sem considerar a existência de tensões na alma oriundas de efeitos locais, como, por exemplo, cargas concentradas. Aço ASTM A36 (MR250); eletrodo E60.

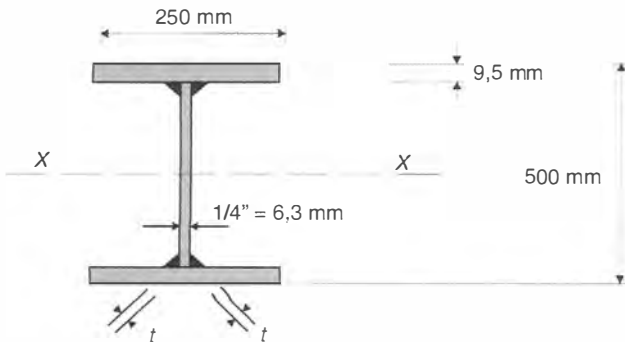


Fig. Probl. 4.6.6

Solução

- a) Tensão de cisalhamento atuante na garganta da solda [Eq. (4.13)]

$$S = 25 \times 0,95 \times 24,525 = 582,5 \text{ cm}^3$$

$$\tau_d = 1,4 \frac{200 \times 582,5}{2 \times 0,7 \times 0,5 \times 34416} = 6,77 \text{ kN/cm}^2 = 67,7 \text{ MPa}$$

- b) Tensão resistente de projeto, referida à garganta da solda
 — Metal da solda

$$\tau_{d\text{ res}} = 0,6 \times 415/1,35 = 184 \text{ MPa} > \tau_d$$

Para a verificação do perfil, as tensões cisalhantes junto à solda não são determinantes, uma vez que são menores do que as tensões cisalhantes na altura da linha neutra da seção.

c) Combinação de tensões normais e de cisalhamento na solda

De acordo com a NBR 8800, nas soldas de ligação de mesas e almas de perfis soldados, o dimensionamento da solda pode ser feito com as tensões de cisalhamento, sem considerar as tensões normais de tração ou compressão, paralelas ao eixo da solda.

4.6.7 A conexão do perfil VS 850 × 120 com a chapa de topo, dada na figura, foi feita por meio de solda de filete. Pede-se para verificar as tensões na solda. Aço MR250. Eletrodo E60. Cargas variáveis.

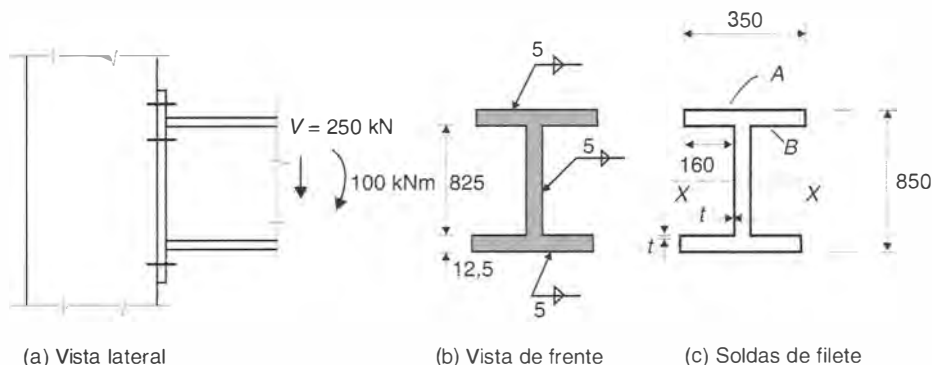


Fig. Probl. 4.6.7

Solução

a) Tensões solicitantes em serviço

Como o esforço cortante no perfil é carregado pela alma, vamos admitir que ele seja transferido, na ligação, pelos filetes verticais da alma.

Os pontos críticos da peça são os pontos *A* e *B*. No ponto *A* atuam tensões provenientes do momento; no ponto *B* tensões devidas a momento e esforço cortante. Faremos então uma verificação nesses dois pontos.

Na Fig. Probl. 4.6.7c, vemos a projeção das gargantas da solda. O momento de inércia da área de solda, em relação ao eixo *x*, vale:

$$I_x = 2(35 \times 0,5 \times 0,7 \times 42,5^2 + 34,2 \times 0,5 \times 0,7 \times 41,25^2) + 2\left(\frac{0,5 \times 0,7 \times 82,5^3}{12}\right) = 117.744 \text{ cm}^4$$

A tensão normal de flexão no ponto *A* produz uma tensão cisalhante no filete de solda:

$$\tau_A = \frac{M}{I_x} y = \frac{10.000}{117.744} \times 42,5 = 3,61 \text{ kN/cm}^2 = 36,1 \text{ MPa}$$

Tensão cisalhante devida ao esforço cortante no ponto B :

$$\tau = \frac{V}{t_0 h_0} = \frac{250}{2 \times 0,5 \times 0,7 \times 82,5} = 4,33 \text{ kN/cm}^2 = 43,3 \text{ MPa}$$

Tensão cisalhante devida ao momento fletor no ponto B :

$$\tau_B = \frac{10.000}{117.744} \times 41,25 = 3,50 \text{ kN/cm}^2 = 35 \text{ MPa}$$

A tensão resultante no ponto B será a soma vetorial das tensões obtidas:

$$\tau_B = \sqrt{43,3^2 + 35^2} = 55,7 \text{ MPa}$$

b) Tensões solicitantes de cálculo

A tensão mais desfavorável se dá no ponto B

$$\tau_B = 1,4 \times 55,7 = 78,0 \text{ MPa}$$

c) Tensões resistentes de projeto, referidas à garganta da solda
— Metal da solda

$$\tau_{d \text{ res}} = 0,6 \times 415/1,35 = 184 \text{ MPa} > \tau_d$$

d) Conclusão: Como $\tau_{\text{res}} > \tau_d$, o dimensionamento está satisfatório.

4.6.8 Calcular a conexão da viga I no gusset indicado na figura a seguir, usando solda de topo e de filete. O perfil é cortado com maçarico, retirando-se a alma e a parte central da mesa, num comprimento de 12 cm. A mesa é soldada à chapa com solda de filete (Fig. 4.6.8b); a alma é soldada à chapa com solda de topo (Fig. 4.6.8c). Material: aço MR250 e eletrodo E60.

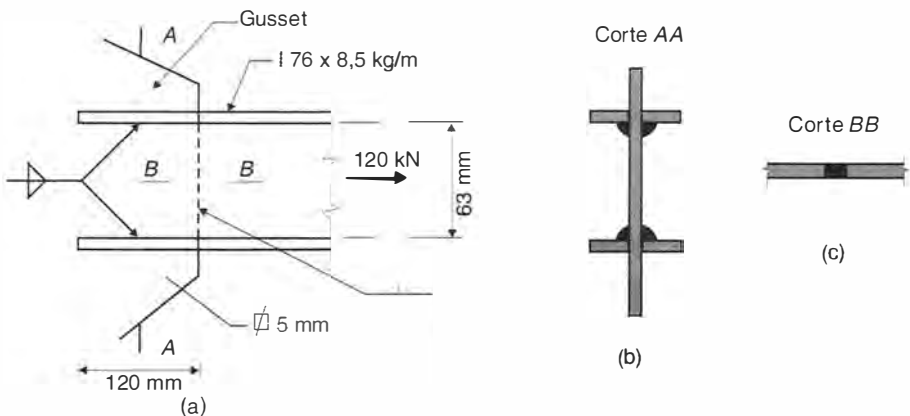


Fig. Probl. 4.6.8

Solução

- a) Soldas de filete ligando as mesas com a chapa
- gusset*

Usaremos filetes de solda com lado 4 mm, comprimento 120 mm.

Área das gargantas de solda (A_w) nos quatro filetes de solda, correspondente a duas mesas.

$$A_w = 4 \times 0,7 \times 0,4 \times 12 = 13,4 \text{ cm}^2$$

Esforço de cálculo transmitido pelas mesas

$$\gamma \frac{2A_f}{A_g} F = 1,4 \frac{2 \times 5,92 \times 0,66}{10,8} 120 = 122 \text{ kN}$$

Resistência de projeto dos filetes de solda:

$$13,4 \times 0,6 \times 41,5/1,35 = 248 \text{ kN} > 122$$

Resistência ao cisalhamento da chapa *gusset* na região dos filetes de solda

$$2 \times 0,5 \times 12 \times 0,6 \times 25/1,10 = 164 \text{ kN} > 122 \text{ kN}$$

A resistência da ligação é maior que a solitação.

- b) Solda de entalhe ligando a alma ao
- gusset*

Trata-se de solda de entalhe com penetração total, sujeita a um esforço de tração normal ao eixo da solda.

Esforço de cálculo transmitido pela alma

$$1,4 \times 120 - 122 = 46 \text{ kN}$$

Esforço resistente da solda

$$(7,6 - 2 \times 0,66) 0,432 \times 25/1,10 = 62 \text{ kN}$$

A solda de entalhe satisfaz.

4.7 | PROBLEMAS PROPOSTOS

4.7.1 Quais os principais efeitos indesejáveis que surgem no processo de solda?

4.7.2 Por que o esfriamento rápido de uma solda é indesejável?

4.7.3 Quais os aços que podem ser soldados sem precauções especiais?

4.7.4 Qual a posição de solda que produz melhores resultados?

4.7.5 Defina garganta do filete de solda.

4.7.6 O que se deve fazer numa ligação de chapas de topo com espessuras diferentes?

4.7.7 Por que se estabelecem dimensões transversais mínimas para os filetes de solda?

4.7.8 Determine a dimensão b da perna do filete de solda necessária para desenvolver o esforço resistente de cálculo das peças nas ligações esquematizadas. Aço MR250; eletrodo E60.

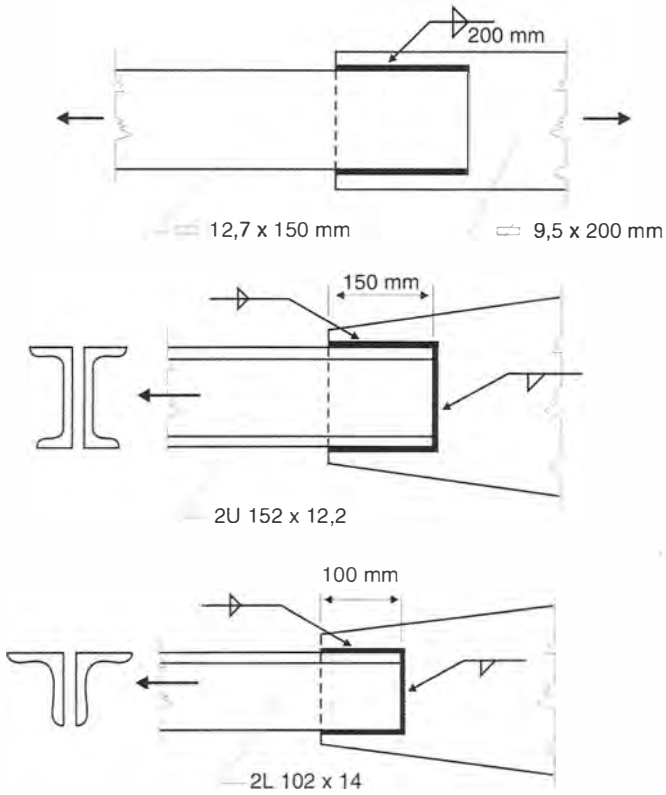


Fig. Probl. 4.7.8

4.7.9 Determine a perna do filete de solda necessária para fixar o consolo indicado na Fig. 4.7.9a. Admita aço MR250 e eletrodo E60. A carga é do tipo permanente.

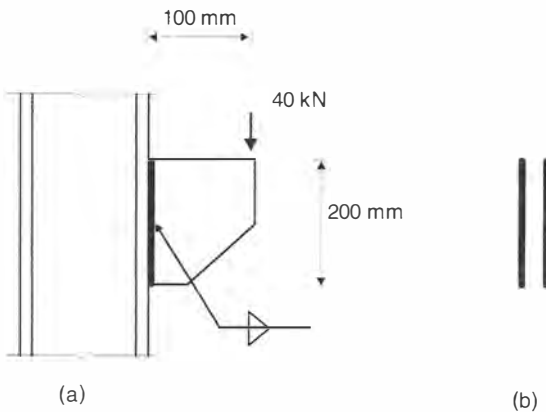


Fig. Probl. 4.7.9

4.7.10 Dimensione a ligação do consolo da figura, isto é, determinar o comprimento L para um valor adotado do lado b do filete. Admita aço ASTM A36, eletrodo E60. Carga atuante do tipo variável de utilização.

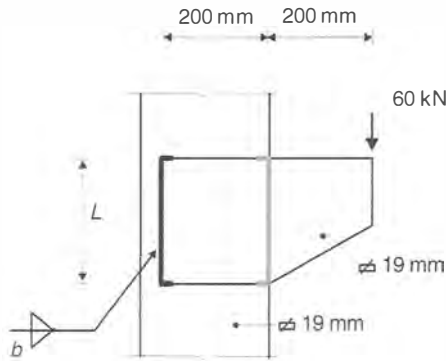


Fig. Probl. 4.7.10

Peças Comprimidas

5.1 INTRODUÇÃO

Denomina-se coluna uma peça vertical sujeita à compressão centrada. Peças comprimidas axialmente são encontradas em componentes de treliças, sistemas de travejamento e em pilares de sistemas contraventados de edifícios com ligações rotuladas (ver Figs. 1.30b e 1.31b).

Ao contrário do esforço de tração, que tende a retificar as peças reduzindo o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar esse efeito. Os deslocamentos laterais produzidos compõem o processo conhecido por *flambagem por flexão* (Fig. 5.1a) que, em geral, reduz a capacidade de carga da peça em relação ao caso da peça tracionada. As peças comprimidas podem ser constituídas de seção simples ou de seção múltipla, conforme ilustram as Figs. 5.1b e 5.1c. As peças múltiplas podem estar justapostas (Fig. 5.1c) ou afastadas e ligadas por treliçados ao longo do comprimento.

As chapas componentes de um perfil comprimido podem estar sujeitas à *flambagem local*, que é uma instabilidade caracterizada pelo aparecimento de deslocamentos transversais à chapa, na forma de ondulações. A ocorrência de flambagem local depende da esbeltez da chapa b/t (Fig. 5.1b).

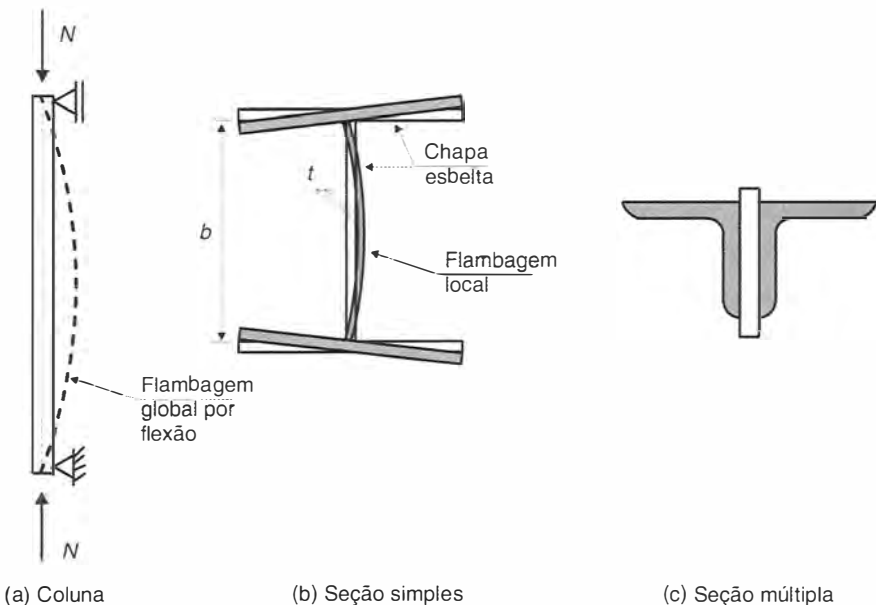


Fig. 5.1 Colunas de seção simples e de seção múltipla.

Este capítulo apresenta o critério de dimensionamento de peças em compressão simples, considerando os efeitos de flambagem por flexão e de flambagem local, em peças de seção simples e de seção múltipla. As hastes submetidas à flexocompressão são tratadas no Cap. 7.

5.2 | FLAMBAGEM POR FLEXÃO

Os primeiros resultados teóricos sobre instabilidade foram obtidos pelo matemático suíço Leonhardt Euler (1707-1783), que investigou o equilíbrio de uma coluna comprimida na posição deformada com deslocamentos laterais. O resultado obtido está ilustrado pelas duas retas identificadas na Fig. 5.2d por coluna idealmente perfeita, já que este é válido para as seguintes condições:

- Coluna isenta de imperfeições geométricas e tensões residuais
- Material de comportamento elástico linear
- Carga perfeitamente centrada.

Nestas condições, a coluna inicialmente reta mantém-se com deslocamentos laterais nulos ($\delta = 0$) até a carga atingir a carga crítica ou carga de Euler dada por (Gere e Timoshenko, 1994):

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (5.1)$$

A partir desta carga não é mais possível o equilíbrio na configuração retilínea. Aparecem então deslocamentos laterais, e a coluna fica sujeita à flexocompressão. Em função da hipótese de pequenos deslocamentos e rotações, ficou indeterminada a função carga N versus deslocamento δ para $N > N_{cr}$ e por isso o aparecimento dos deslocamentos é representado na Fig. 5.2d por uma linha tracejada horizontal.

Dividindo-se a carga crítica pela área A da seção reta da haste, obtém-se a tensão crítica

$$f_{cr} = \frac{N_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI}{A\ell^2} = \frac{\pi^2 E}{(\ell/i)^2} \quad (5.2)$$

onde ℓ/i = índice de esbeltez da haste

$i = \sqrt{I/A}$, raio de giração da seção, em relação ao eixo de flambagem.

As colunas reais possuem imperfeições geométricas, tais como desvios de retilinidade, oriundas dos processos de fabricação e nem sempre pode-se garantir na prática a perfeita centralização do carregamento. Nas Figs. 5.2b e 5.2c estão mostrados os casos de coluna com imperfeição geométrica (δ_0) e de coluna com excentricidade de carga (e_0). Nestes casos o processo de flambagem ocorre com a flexão da haste desde o início do carregamento como indica a curva 1 da Fig. 5.2d.

O esforço normal N em uma coluna com imperfeição geométrica representada por δ_0 produz uma excentricidade adicional δ , chegando-se a uma flecha total δ_t que, em regime elástico de tensões, é expressa por (Gere & Timoshenko, 1994):

$$\delta_t = \frac{\delta_0}{1 - N/N_{cr}} \quad (5.3)$$

O gráfico $N \times \delta_t$ da Eq. (5.3) corresponde à curva 1 da Fig. 5.2d. A evolução das tensões normais na seção mais solicitada de uma coluna de seção H em flambagem em torno do eixo Y está ilustrada na Fig. 5.2e. Para a coluna imperfeita de material elástico (curva 1) observa-se

a ocorrência de flexocompressão e em toda a extensão do caminho de equilíbrio com as tensões máximas na seção dadas por

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N \delta_i}{W} \tag{5.4}$$

onde $N\delta_i$ representa o momento fletor atuante na seção do meio do vão, e W é o módulo elástico a flexão [ver Eq. (6.1) e Fig. 6.5]. Se o material da coluna for elastoplástico, a máxima tensão solicitante obtida com a Eq. (5.4) atinge a tensão de escoamento f_y no ponto E da Fig. 5.2d, e a coluna experimenta uma redução de rigidez devido à plastificação progressiva da seção mais solicitada, passando a seguir o caminho da curva 2. No ponto F , a coluna atinge sua resistência pela plastificação total da seção central.

As colunas fabricadas em aço, além de possuírem imperfeições geométricas, estão sujeitas, previamente à ação do carregamento (ponto B da Fig. 5.2d), a tensões oriundas dos processos de fabricação, denominadas tensões residuais σ_r (ver Seção 1.8). Essas tensões se somam às

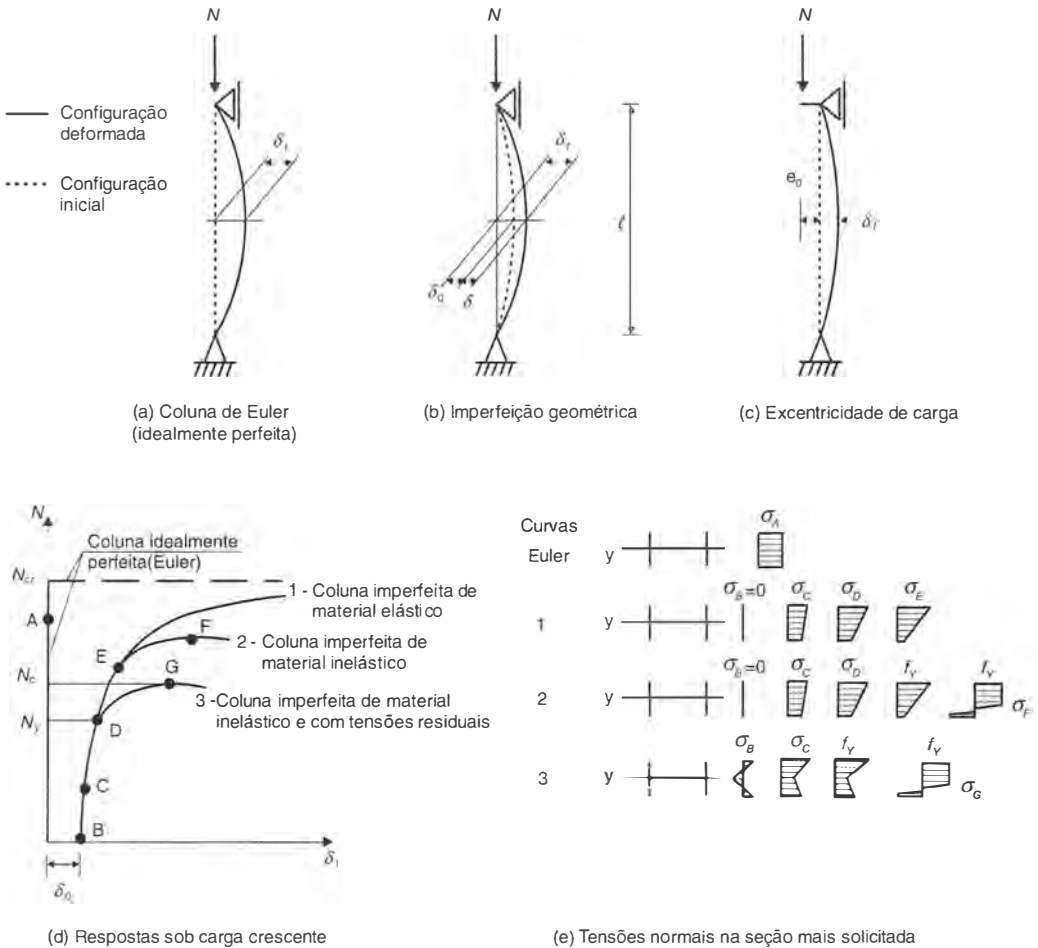


Fig. 5.2 Comportamento de colunas sob cargas crescentes. Efeitos da imperfeição geométrica inicial, da excentricidade de carga, e das tensões residuais.

tensões devidas ao carregamento, induzindo o início da plastificação sob ação da carga N_y correspondente ao ponto D da Fig. 5.2d; a coluna passa, então, a seguir o caminho da curva 3 atingindo sua resistência sob ação da carga N_c no ponto G (ver também a evolução das tensões normais na seção central na Fig. 5.2e).

A carga N_c é denominada carga última ou resistente e, como se observa na Fig. 5.2d, pode ser bem menor do que a carga crítica (N_{cr}) da coluna de Euler correspondente. A tensão última nominal f_c é obtida admitindo-se somente a ação do esforço normal N_c (sem flexão) na seção transversal de área A :

$$f_c = \frac{N_c}{A} \tag{5.5}$$

Assim como a tensão crítica f_{cr} [Eq. (5.2)], a tensão última f_c também depende da esbeltez ℓ/i da coluna em torno do eixo em que se dá a flambagem, como mostra a Fig. 5.3. Quanto mais esbelta a coluna, mais deformável será seu comportamento e menor será a tensão última.

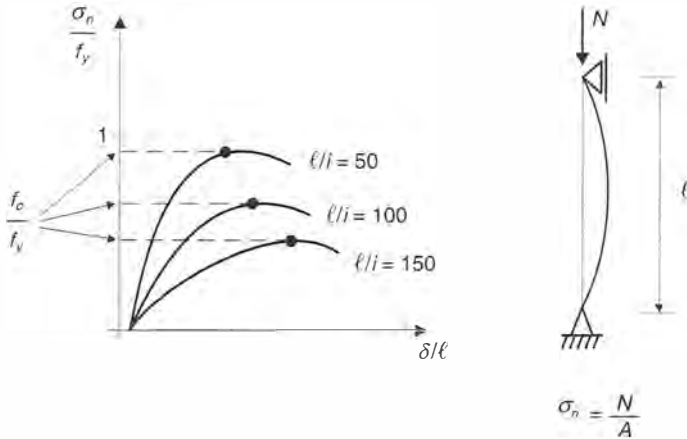


Fig. 5.3 Comportamento de colunas com diferentes índices de esbeltez sob ação de carga crescente até atingir a tensão última nominal f_c .

A Fig. 5.4 apresenta a variação da tensão última f_c dividida pela tensão de escoamento f_y do material, em função do índice de esbeltez ℓ/i . A curva tracejada poderia representar um critério de resistência para colunas geometricamente perfeitas com material elástico-perfeitamente plástico, onde se notam duas regiões:

- Para $f_{cr} < f_y$ a tensão última f_c é a própria tensão crítica f_{cr} ;
- Para $f_{cr} > f_y$ a tensão última f_c pode ser tomada igual a f_y .

Entretanto, como já observado na Fig. 5.2d, devido aos efeitos de imperfeições geométricas e de tensões residuais, o conjunto de valores de tensões últimas obtido em resultados experimentais tem a distribuição ilustrada na Fig. 5.4, estando abaixo da curva da coluna perfeita (para colunas curtas os valores experimentais de f_c são maiores que f_y , devido ao encruamento do aço).

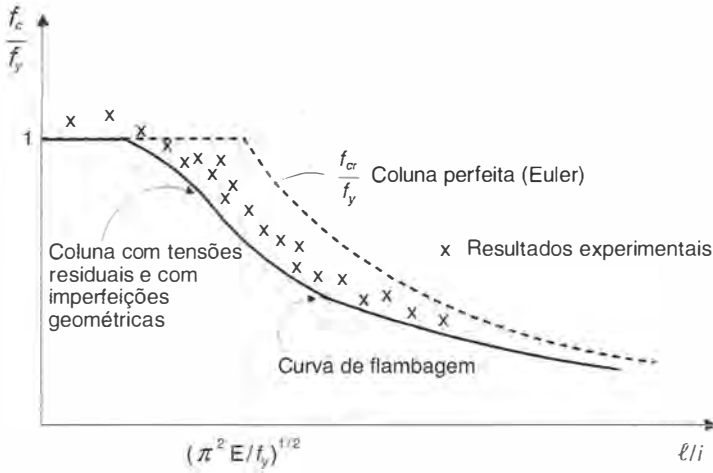


Fig. 5.4 Variação de resistência de uma coluna comprimida, em função do índice de esbeltez ℓ/i .

A curva em linha cheia da Fig. 5.4 (denominada curva de resistência à compressão com flambagem ou simplesmente **curva de flambagem**) representa o critério de resistência de uma coluna considerando-se os efeitos mencionados anteriormente. Observam-se três regiões:

- Colunas muito esbeltas (valores elevados de ℓ/i) onde ocorre flambagem em regime elástico $f_{cr} < f_y$ e onde $f_c \cong f_{cr}$;
- Colunas de esbeltez intermediária, nas quais há maior influência das imperfeições geométricas e das tensões residuais;
- Colunas curtas (valores baixos de ℓ/i), nas quais a tensão última f_c é tomada igual à de escoamento do material f_y .

No sentido de permitir a comparação entre as resistências de perfis com diferentes aços, a curva em linha cheia da Fig. 5.4 deve ser apresentada com as coordenadas f_c/f_y e o índice de esbeltez reduzido, λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{K \ell / i}{(\pi^2 E / f_y)^{1/2}} = \frac{K \ell}{i} \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} \quad (5.6a)$$

onde K é o coeficiente que define o comprimento efetivo de flambagem. O índice de esbeltez reduzido pode ainda ser escrito na forma:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{A_g f_y}{N_{cr}}} \quad (5.6b)$$

Para os aços de uso corrente obtêm-se, com a expressão de λ_0 ,

MR250	$\lambda_0 = 0,0113 (K \ell / i)$
AR350	$\lambda_0 = 0,0133 (K \ell / i)$

5.3 | COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM $\ell_{fl} = k\ell$

5.3.1 Conceito

Comprimento de *flambagem* de uma haste é a distância entre os pontos de momento nulo da haste comprimida, deformada lateralmente como indicado na Fig. 5.2a. Para uma haste birrotulada o comprimento da flambagem é o próprio comprimento da haste.

Na Fig. 5.5 encontram-se indicados os comprimentos de flambagem teóricos de hastes com extremos rotulados, engastados ou livres. Esses comprimentos podem ser visualizados pela forma da elástica da haste deformada, portanto, por considerações puramente geométricas. Eles podem também ser obtidos por processos analíticos.

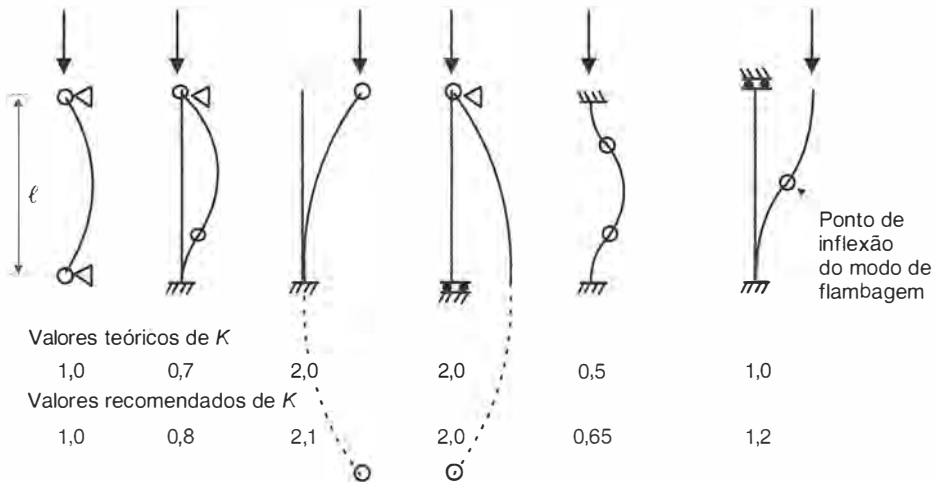


Fig. 5.5 Comprimentos de flambagem $\ell_{fl} = K\ell$.

Como nos pontos de inflexão o momento fletor é nulo, a carga crítica de uma haste com qualquer tipo de apoio é igual à carga crítica da mesma haste, birrotulada, com comprimento ℓ_{fl} . Para qualquer haste, a carga crítica é dada em regime elástico, pela Fórmula de Euler escrita na forma:

$$N_{cr} = N_E = \frac{\pi^2 EI}{\ell_{fl}^2} \quad (5.7)$$

onde $\ell_{fl} = K\ell$, sendo K o parâmetro de flambagem.

5.3.2 Indicações Práticas

O conceito de comprimento de flambagem de uma haste para cálculo de sua carga crítica por equivalência a uma haste birrotulada pode também ser utilizado para a determinação de sua resistência. Se a curva de flambagem da Fig. 5.4 foi desenvolvida para uma coluna birrotulada, pode-se considerar razoável aplicá-la para uma coluna com diferentes condições de apoio utilizando-se o seu comprimento de flambagem no cálculo do índice de esbelte equivalente.

Devido à dificuldade prática de se materializarem as condições de apoio ideais, especialmente o engaste, as normas recomendam, em alguns casos, valores de K superiores aos teóricos, conforme ilustra a Fig. 5.5.

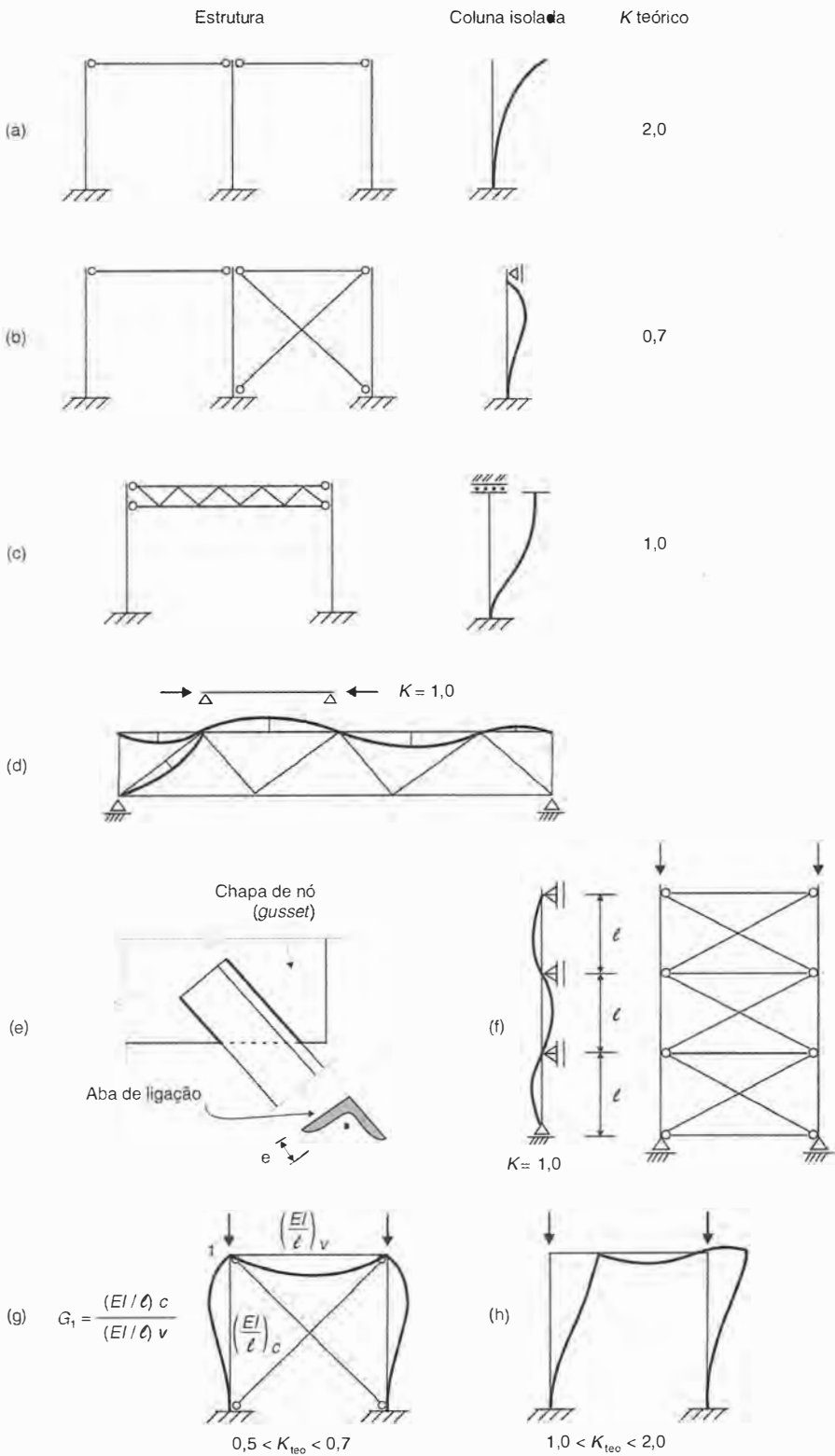


Fig. 5.6 Parâmetro K de flambagem de peças comprimidas em diversos sistemas estruturais.

Os desenvolvimentos teóricos expostos na Seção 5.2 se referem a colunas isoladas. Na prática, as peças comprimidas pertencem a um sistema estrutural, e o processo de flambagem, em geral, envolve todos os seus componentes. Existem, entretanto, algumas situações em que as colunas podem ser tratadas, para efeito de cálculo de seu esforço resistente à compressão, como peças isoladas com condições de apoios extremos bem definidas, como, por exemplo, os casos ilustrados nas Figs. 5.6*a*, *b*, *c*.

Para as peças comprimidas de treliças (Fig. 5.6*d*) pode-se adotar conservadoramente $K = 1$ para flambagem no plano e fora do plano da treliça. O comprimento de flambagem fora do plano de treliça depende do sistema de contraventamento (ver Fig. 1.33*c*). O valor $K = 1$ é considerado conservador para os banzos comprimidos de treliças, pois os trechos menos solicitados à compressão oferecem uma certa restrição à rotação nos nós do trecho mais solicitado, reduzindo, portanto, seu comprimento de flambagem. No caso específico de montantes ou diagonais de treliças formadas por cantoneiras isoladas conectadas por uma aba à chapa de nó ou ao banzo (corda) da treliça (Fig. 5.6*e*), o esforço axial é introduzido com excentricidade no elemento sujeitando-o a flexocompressão. Em casos especiais, descritos no Anexo E da NBR 8800, pode-se verificar o elemento à compressão simples utilizando-se um comprimento de flambagem equivalente que considera indiretamente o efeito negativo da excentricidade e também o efeito benéfico da restrição à rotação oferecida pela ligação à chapa de nó ou ao banzo (Galambos, 1998).

Para colunas com apoios intermediários (Fig. 5.6*f*), o cálculo da carga crítica fornece um comprimento de flambagem igual ao espaçamento entre apoios. Essas colunas podem representar colunas pertencentes a uma estrutura contraventada (Fig. 1.29), desde que o contraventamento tenha suficiente rigidez lateral. A determinação deste valor de rigidez pode ser efetuada com o critério indicado no Item 7.5.

No caso dos pórticos com ligações rígidas (ver a Fig. 1.26) o parâmetro K depende da razão G entre a rigidez da viga e das colunas (Fig. 5.6*g*). Nos pórticos contraventados com a base engastada, K teórico varia entre 0.5 (caso em que G tende a infinito), e 0.7 ($G = 0$); já para os pórticos não contraventados, K é sempre maior ou igual a 1.0, variando entre 1.0 e 2.0 no caso de base engastada.

As colunas pertencentes a pórticos com ligações rígidas ou semirrígidas ficam sujeitas a esforços combinados de força axial e momento fletor (ver Fig. 1.30*a* e Fig. 1.31*a*) e sua verificação de resistência deve ser efetuada com as fórmulas de interação, Eqs. (7.11). Tradicionalmente, a aplicação dessas fórmulas é feita com os esforços solicitantes calculados por análise linear (ou de 1.^a ordem – ver o Item 1.1.1) e com o esforço normal resistente determinado com base na esbeltez $K\ell/i$, sendo K obtido da teoria da estabilidade elástica, como, por exemplo, os valores indicados na Fig. 5.6*h* ($K > 1.0$). Na prática utilizam-se gráficos como ábacos de pontos alinhados (Anexo H da NBR 8800, 1996) aplicáveis a situações bastante restritas. Na atual abordagem adotada por algumas normas de projeto incluída a NBR 8800 (2008), o esforço normal resistente das colunas pertencentes a pórticos pode ser obtido com base na esbeltez obtida com $K = 1.0$; este procedimento impõe o cálculo dos esforços solicitantes por meio de análise de 2.^a ordem já incluindo-se os efeitos das imperfeições geométricas referentes aos desvios de prumo da estrutura e da inelasticidade do material (ver o Item 7.4).

5.4 CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO DE HASTES EM COMPRESSÃO SIMPLES

5.4.1 Fórmula de Dimensionamento

O esforço resistente de projeto, para hastes metálicas, sem efeito de flambagem local, sujeitas à compressão axial, é dado pela equação:

$$N_{d \text{ res}} = \frac{N_c}{\gamma_{a1}} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{a1}} \quad (5.8a)$$

onde

- f_c = tensão resistente (ou tensão última) à compressão simples com flambagem por flexão
 A_g = área da seção transversal bruta da haste
 γ_{a1} = 1,10 para combinações normais de ações (ver Tabela 1.7).

A tensão f_c considera o efeito de imperfeições geométricas e excentricidade de aplicação das cargas dentro das tolerâncias de norma, além das tensões residuais existentes nos diferentes tipos de perfis.

5.4.2 Tensão Nominal Resistente f_c

Numerosos trabalhos de pesquisa sobre resistência à compressão de colunas realizados na América do Norte e na Europa a partir de 1970 resultaram no conceito de múltiplas curvas de flambagem de modo a abranger toda a gama de perfis, tipos de aço e processos de fabricação utilizados na indústria da construção. Por exemplo, Bjorhovde (1972, *apud* Galambos, 1998) estudou numérica e experimentalmente 112 colunas. A Fig. 5.7a ilustra o aspecto da faixa de variação das curvas de flambagem desenvolvidas considerando-se a imperfeição geométrica inicial δ_0 igual a $L/1000$. Todas essas curvas foram posteriormente agrupadas em 3, tornando-se as curvas recomendadas pelo SSRC (Structural Stability Research Council) na América do Norte. Cada um dos 3 grupos é formado por diferentes tipos de perfis, processos de fabricação e tipos de aço. Por exemplo, o grupo 2 inclui os perfis leves tipos I e H laminados em aço A36 enquanto no grupo 3, de menor resistência, estão inseridos os perfis de mesmo tipo porém de maior espessura (perfis pesados) e portanto com maiores tensões residuais.

Bjorhovde (1972, *apud* Galambos 1998) também desenvolveu 3 curvas de flambagem considerando a imperfeição geométrica inicial igual a $L/1470$, que foi o valor médio encontrado no estudo estatístico correspondente. Essas curvas são referidas como curvas 1P, 2P e 3P do SSRC. A norma americana AISC e a brasileira NBR 8800 adotaram a curva 2P (ilustrada na Fig. 5.7b) como curva única de flambagem, a qual é descrita como uma relação entre o parâmetro adimensional χ ,

$$\chi = \frac{f_c}{f_y}$$

e o índice de esbeltez reduzido λ_0 [Eq. (5.6a)]:

$$\chi = 0,658^{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 \leq 1,50 \quad (5.9a)$$

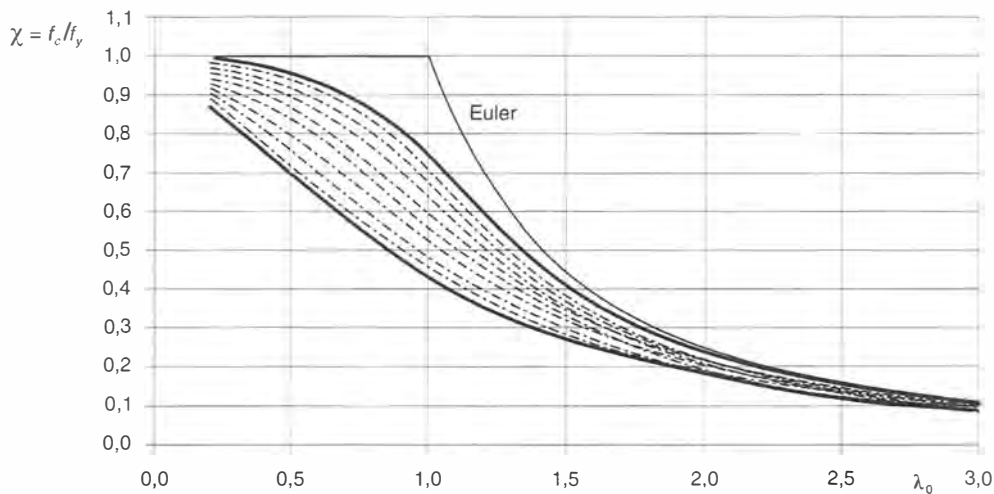
$$\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2} \quad \text{para } \lambda_0 > 1,50 \quad (5.9b)$$

5.4.3 Valores Limites do Coeficiente de Esbeltez

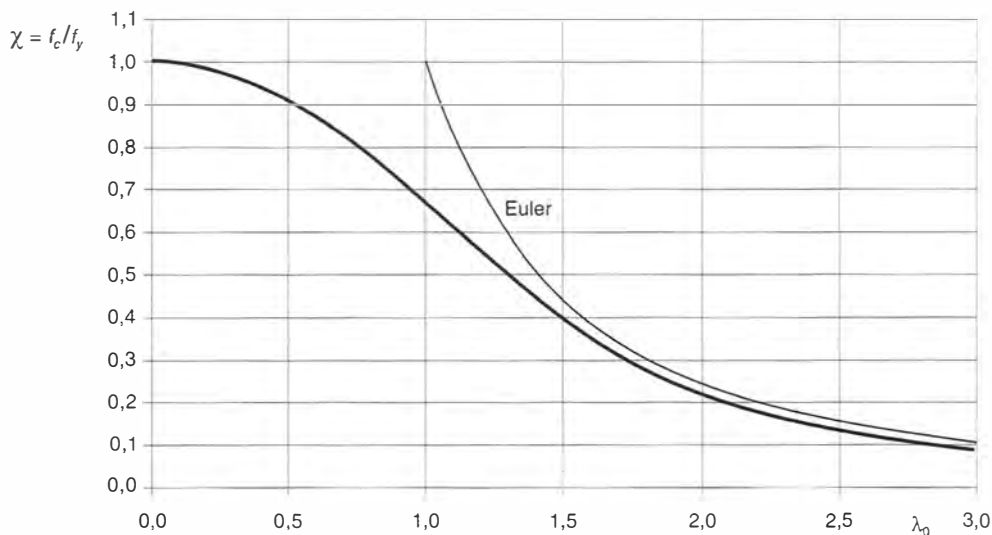
As normas fixam limites superiores do coeficiente de esbeltez ($K\ell/i$) com a finalidade de evitar a grande flexibilidade de peças excessivamente esbeltas.

Os limites geralmente adotados são:

Edifícios (AISC, NBR 8800)	200
Pontes (AASHTO)	120



(a)



(b)

Fig. 5.7 Curvas de flambagem: (a) faixa de variação das curvas de flambagem (adaptado de Galambos, 1998); (b) curva única de flambagem das normas AISC (2005) e NBR 8800:2008.

5.5 FLAMBAGEM LOCAL

5.5.1 Conceito

Denomina-se flambagem local a flambagem das placas componentes de um perfil comprimido. A Fig. 5.8 mostra uma coluna curta (não sofre flambagem global por flexão), cujas placas componentes comprimidas apresentam deslocamentos laterais na forma de ondulações (flambagem local). Em uma coluna esbelta composta de chapas esbeltas, os processos de flambagem por

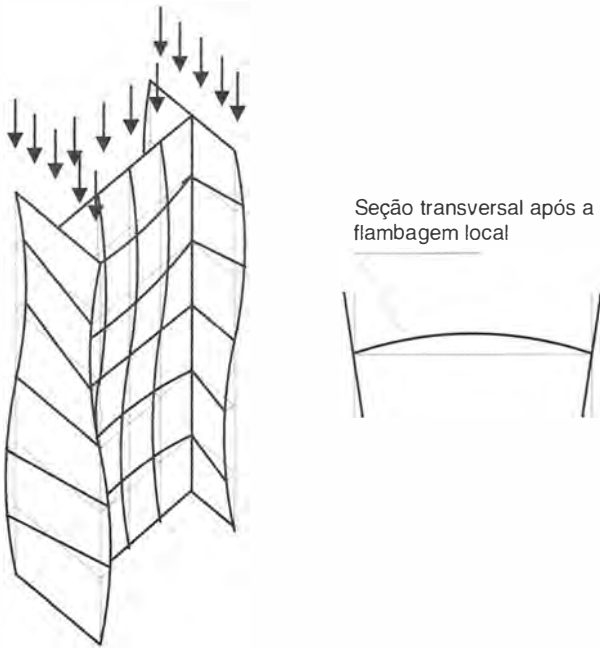


Fig. 5.8 Coluna curta após a flambagem local.

flexão da coluna (global) e de flambagem local (das chapas) ocorrem de forma interativa reduzindo a carga última da coluna sem consideração de flambagem local (carga N_c da Fig. 5.2d).

5.5.2 Flambagem da Placa Isolada

O comportamento, sob cargas crescentes, de uma placa isolada, comprimida uniformemente e apoiada em seus bordos laterais, é mostrado na Fig. 5.9. Se a placa é compacta, isto é, com baixa relação b/t , o encurtamento Δ aumenta linearmente com a carga P até a plastificação da seção ($P = P_y$). Entretanto, se a chapa é esbelta (elevado valor b/t) ocorre a flambagem local ($P = P_{cr}$), caracterizada pelo aparecimento de deflexões laterais, e a consequente redução da rigidez da placa. O saldo de carga aplicada entre a carga crítica local (P_{cr}) e a carga última da placa (P_u) é considerado uma *reserva de resistência pós-flambagem*, e será tanto maior quanto mais esbelta for a placa.

Destaca-se, na Fig. 5.9, a distribuição de tensões na seção transversal, que passa de uniforme a não uniforme após a carga crítica local ($P > P_{cr}$). Essa distribuição, caracterizada pela progressiva redução de tensões no trecho central da placa e o acréscimo de tensões nos bordos, deu origem ao conceito de *largura efetiva* utilizado no dimensionamento de colunas com chapas esbeltas.

A tensão crítica de flambagem local de uma placa perfeita foi obtida por Timoshenko (1959):

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{bt} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2) (b/t)^2} \quad (5.10)$$

onde k é um coeficiente que depende das condições de apoio da placa e da relação b/a largura/altura.

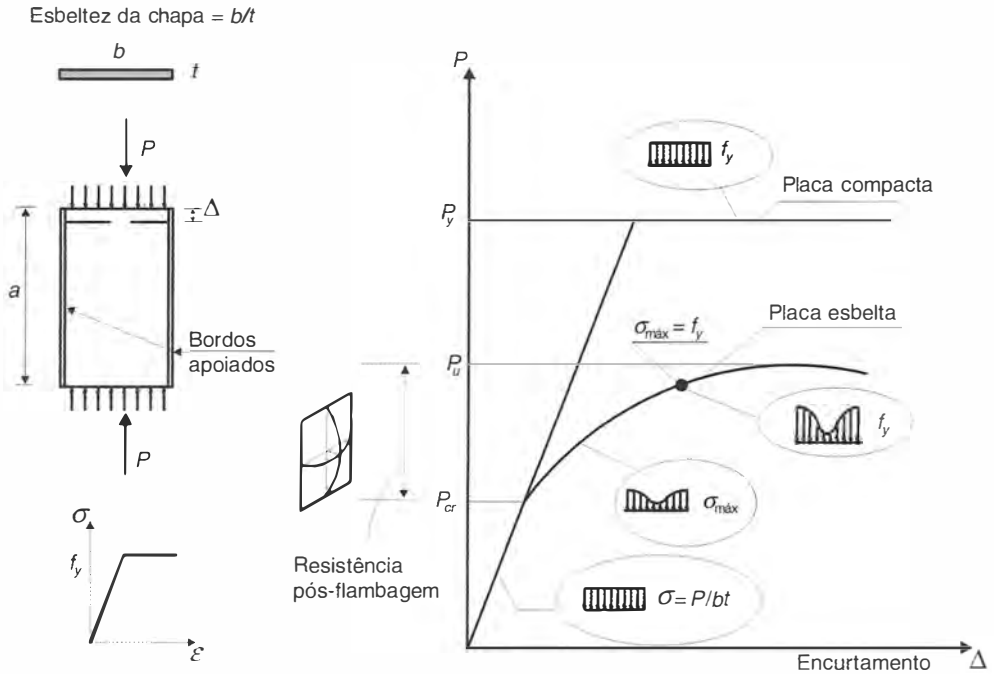


Fig. 5.9 Comportamento da placa isolada perfeita sob compressão.

5.5.3 Critérios para Impedir Flambagem Local

Considerando-se o caso de placa isolada perfeita, o valor limite de esbeltez da placa $(b/t)_r$, para impedir que a flambagem local ocorra antes da plastificação da seção é obtido igualando-se a tensão crítica elástica $[\sigma_{cr}$, da Eq. (5.10)] à tensão f_y .

$$\left(\frac{b}{t}\right)_r = \sqrt{\frac{k \pi^2 E}{12(1 - \nu^2) f_y}} = 0,95 \sqrt{k} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (5.11)$$

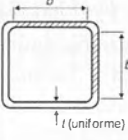
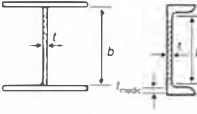
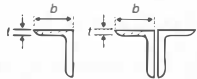
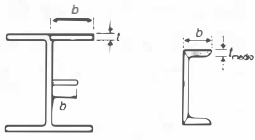

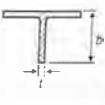
onde $k = 4$ para bordos apoiados;
 $k = 0,425$ para um bordo apoiado e outro livre.

Para considerar os efeitos de imperfeições e de tensões residuais, as normas apresentam valores limites de b/t menores que $(b/t)_r$, da Eq. (5.11). Os valores limites de b/t para placas componentes de alguns tipos de perfis são mostrados na Tabela 5.1. Os valores diferenciados para os diversos casos têm origem nas condições de apoio das placas [coeficiente k da Eq. (5.11)].

Por exemplo, as abas do perfil cantoneira (Grupo 3 da Tabela 5.1) e as mesas dos perfis T e I (Grupo 4) têm um bordo livre e outro “apoiado”. Entretanto, os apoios nos perfis T e I oferecem maior restrição à rotação da mesa do que o apoio da aba do perfil cantoneira. Já as almas dos perfis I, H e U (Grupo 2) têm dois bordos “apoiados”.

Se as placas componentes de um perfil tiverem valores de (b/t) inferiores aos da Tabela 5.1, não haverá flambagem local e o esforço resistente de compressão da coluna será calculado com a Eq. (5.8). No caso contrário, deve-se levar em conta a redução do esforço resistente da coluna devido à ocorrência de flambagem local.

Tabela 5.1 Valores limites de b/t em chapas componentes de perfis em compressão axial para impedir que a flambagem local ocorra antes do escoamento do material (NBR 8800; AISC)

Elemento	Grupo	Exemplos	$(b/t)_r$		
			MR250	AR350	
Enrijecido (AA)	1		$1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	39,6	33,4
	2		$1.49 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42,1	35,6
Não-enrijecido (AL)	3		$0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	12,7	10,7
	4	 Perfis laminados	$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	15,8	13,4
	5	 Perfis soldados	$0.64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c^*}}$		
	6		$0.75 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	21,2	17,9

* $k_c = \frac{4}{\sqrt{h_w/t_w}}$, $0,35 \leq k_c \leq 0,76$. O coeficiente k_c considera a influência da esbeltez da alma na rigidez à rotação

oferecida como apoio à placa da mesa do perfil.

5.5.4 Esforço Resistente de Hastes com Efeito de Flambagem Local

A redução na capacidade de carga das colunas devido à ocorrência de flambagem local é considerada pelas normas através do coeficiente Q . As expressões para Q são baseadas no comportamento das placas isoladas (ver Item 5.5.2). As placas componentes de um perfil são classificadas como:

- Placa não enrijecida: com um bordo apoiado e outro livre (Grupos 3 a 6 da Tabela 5.1); por isso são denominadas também por placas tipo AL (apoio-livre);
- Placa enrijecida: com dois bordos apoiados (Grupos 1 e 2 da Tabela 5.1), placas tipo AA.

No caso de *placas enrijecidas*, a redução de rigidez da coluna é considerada através do coeficiente Q_a , baseado no conceito de largura efetiva. Esse conceito está ilustrado nas Figs. 5.10c e 5.10d. Na Fig. 5.10c vê-se a distribuição não linear de tensões após a flambagem local na seção transversal da placa (ver também Fig. 5.9). Para descrever o comportamento da placa, o diagrama não linear de tensões é substituído por um diagrama de tensão uniforme, igual à tensão máxima $\sigma_{\text{máx}}$, de maneira que a resultante seja a mesma força P . As tensões uniformes se distribuem em dois trechos de largura $b_e/2$, e a placa original de largura b passa a ser representada por uma placa de largura efetiva b_e . Dessa forma tem-se:

$$P = \sigma_{\text{máx}} A_{ef} = \int_0^b \sigma(x) t \, dx$$

onde A_{ef} = área efetiva da placa = $b_e t$ e $Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$

Observa-se que a largura efetiva b_e depende da intensidade da tensão $\sigma_{\text{máx}}$.

As *placas não enrijecidas* (Figs. 5.10a e 5.10b) possuem resistência pós-flambagem muito pequena, de modo que é prudente reduzir a tensão média no perfil e evitar a flambagem local. Essa redução é feita através de um fator Q_s aplicado à tensão última da coluna f_c .

O esforço axial resistente de cálculo em hastes com efeito de flambagem local é então dado por:

$$N_{d \text{ res}} = \frac{N_c}{\gamma_{at}} = \frac{Q A_g f_c}{\gamma_{at}} \quad (5.8b)$$

onde $Q = Q_a \cdot Q_s$ = coeficiente de redução, aplicável a seções em que uma ou mais placas componentes têm relação b/t superior aos valores da Tabela 5.1.

f_c = tensão resistente da coluna determinada através das Eq. (5.9a) em função do índice de esbeltez reduzido da Eq. (5.6a) modificado pelo fator Q :

$$\lambda_0 = \frac{K \ell}{i} \sqrt{\frac{Q f_c}{\pi^2 E}} \quad (5.6c)$$

onde i = raio de giração da *seção bruta*, em relação ao eixo de flambagem global.

Seções com Placas Não Enrijecidas

Nas placas não enrijecidas (Fig. 5.10a), não existe reserva de resistência após a flambagem: o cálculo é feito numa situação anterior à flambagem, com uma tensão média $\sigma_{\text{média}} = Q_s \sigma_{\text{máx}}$ (Fig. 5.10b). O coeficiente Q_s pode ser obtido com equações no formato a seguir:

- flambagem local inelástica

$$\left(\frac{b}{t}\right)_r \leq \frac{b}{t} < \left(\frac{b}{t}\right)_e$$

$$Q_s = A - B \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \leq 1 \quad (5.12a)$$

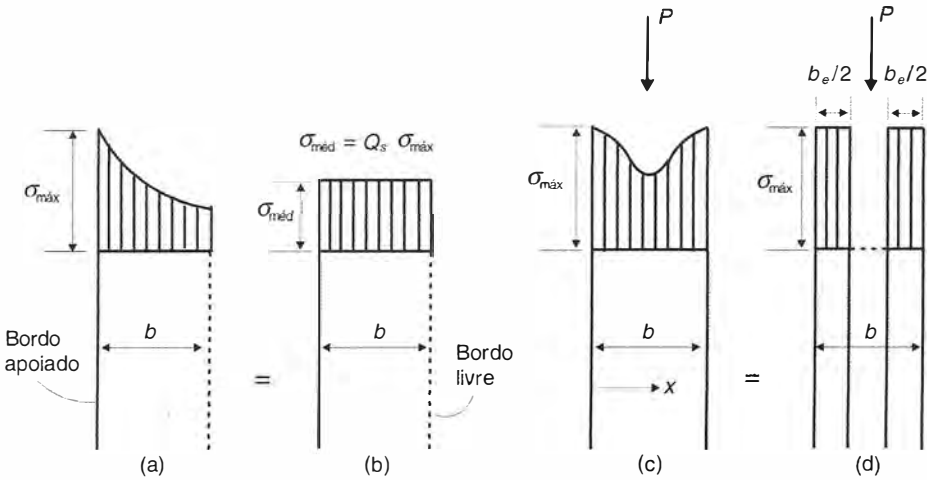


Fig. 5.10 Efeito de flambagem local em placas isoladas. (a) Placa não enrijecida (um bordo apoiado e um bordo livre); variação das tensões entre σ_{\max} no bordo apoiado e σ_{\min} no bordo livre; (b) tensão média na placa não enrijecida $\sigma_{\text{média}} = Q_s \sigma_{\max}$; (c) placa enrijecida (dois bordos laterais apoiados); variação das tensões de compressão entre σ_{\max} no bordo lateral e σ_{\min} no meio da placa; (d) largura efetiva $b_e = Q_s b$.

– flambagem local elástica

$$\frac{b}{t} > \left(\frac{b}{t}\right)_e \quad Q_s = \frac{CE}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (5.12b)$$

As equações para o coeficiente Q_s e os valores limites de esbelteza para os diferentes tipos de placas não enrijecidas encontram-se na Tabela 5.2.

Seções com Placas Enrijecidas

Nas placas enrijecidas (Fig. 5.10c), existe reserva de resistência após flambagem; o cálculo é então feito numa situação pós-flambagem, admitindo-se uma largura efetiva b_e , trabalhando com a tensão máxima (Fig. 5.10d). A largura efetiva pode ser obtida com a equação a seguir

$$b_e = 1,92 t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{C}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b \quad (5.13)$$

onde $C = 0,34$ para placas enrijecidas em geral

$C = 0,38$ para mesas ou almas de seções tubulares retangulares ou quadradas.

Na Eq. (5.13), σ é a máxima tensão nominal de compressão atuante na área efetiva:

$$\sigma = \frac{N_c}{A_{ef}} = \frac{Q_s A_g f_c}{A_{ef}} = Q_s f_c$$

O cálculo é iterativo, já que o esforço normal resistente nominal N_c [ver a Eq. (5.8a)] depende da largura efetiva que, por sua vez, depende da tensão σ , função N_c . De acordo com as normas NBR 8800 e AISC, no caso de placas enrijecidas em geral, o processo iterativo pode ser

Tabela 5.2 Expressões do fator Q_s aplicáveis a placas não enrijecidas (tipo AL)

Grupo (ver Tabela 5.1)	Limites			$Q_s \leq 1$
		MR250	AR350	
3	$0,45 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$12,7 < \frac{b}{t} \leq 25,7$	$10,7 < \frac{b}{t} \leq 21,7$	$Q_s = 1,340 - 0,76 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 0,91 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 25,7$	$\frac{b}{t} > 21,7$	$Q_s = \frac{0,53E}{f_y (b/t)^2}$
4	$0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$15,8 < \frac{b}{t} \leq 29,1$	$13,4 < \frac{b}{t} \leq 24,6$	$Q_s = 1,415 - 0,74 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 29,1$	$\frac{b}{t} > 24,6$	$Q_s = \frac{0,69E}{f_y (b/t)^2}$
5	$0,64 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} < \frac{b}{t} \leq 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} *$			$Q_s = 1,415 - 0,65 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{k_c E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} *$			$Q_s = \frac{0,90 E k_c}{f_y (b/t)^2} *$
6	$0,75 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \leq 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$21,2 < \frac{b}{t} \leq 29,1$	$17,9 < \frac{b}{t} \leq 24,6$	$Q_s = 1,908 - 1,22 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$
	$\frac{b}{t} > 1,03 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\frac{b}{t} > 29,1$	$\frac{b}{t} > 24,6$	$Q_s = \frac{0,69 E}{f_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}$

$$* k_c = \frac{4}{\sqrt{h_0/t_n}} \quad 0,35 \leq k_c \leq 0,76$$

dispensado tomando-se $\sigma = f_c$, sendo f_c calculado com $Q = 1,0$. Em qualquer caso pode-se evitar o processo iterativo adotando-se conservadoramente $\sigma = f_y$.

Seções com Placas Enrijecidas e Não Enrijecidas

Nas seções contendo placas enrijecidas e não enrijecidas, o coeficiente Q é dado pela equação:

$$Q = Q_s \quad Q_a = Q_s \frac{A_g - \sum (b - b_c) t}{A_g} \quad (5.14)$$

5.6 PEÇAS DE SEÇÃO MÚLTIPLA

5.6.1 Conceito

Denominam-se *peças de seção múltipla*, ou simplesmente peças múltiplas, as formadas pela associação de peças simples, com ligações descontínuas.

Em geral, identificam-se três tipos de colunas em seção múltipla (ver Fig. 5.11):

- Peças ligadas por arranjos treliçados;
- Peças ligadas por chapas igualmente espaçadas;
- Peças justapostas, com afastamento igual à espessura de chapas espaçadas.

A determinação do esforço normal de uma coluna de seção múltipla envolve três aspectos:

- A flambagem da coluna como um todo;
- A flambagem das peças componentes;
- As forças atuantes nas ligações.

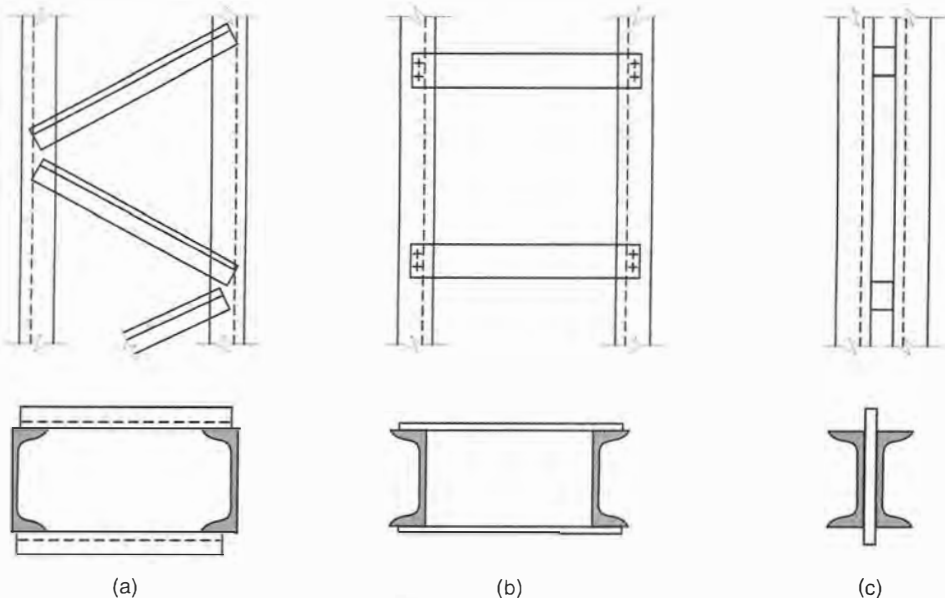


Fig. 5.11 Peças de seção múltipla: (a) arranjos treliçados; (b) chapas igualmente espaçadas; (c) peças justapostas.

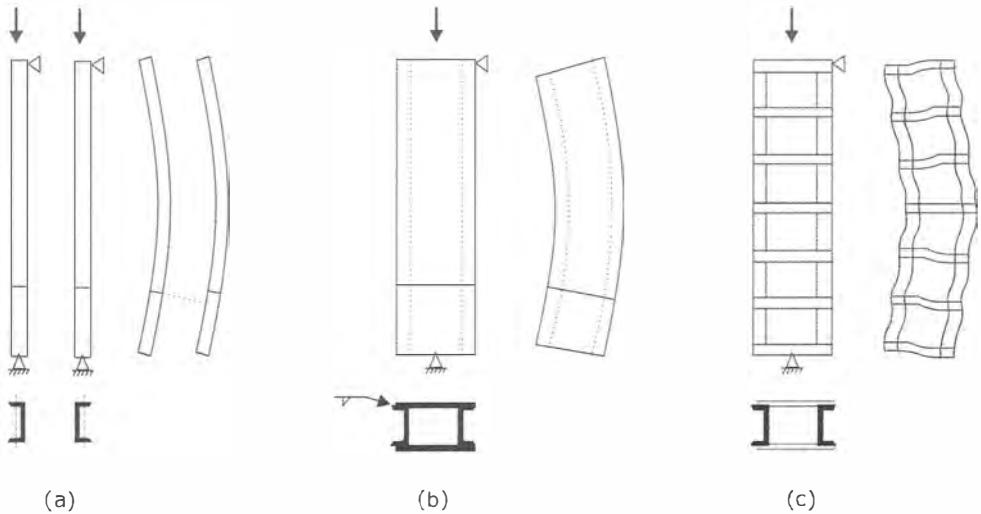


Fig. 5.12 Flambagem de peças múltiplas.

O comportamento da coluna como um todo depende da flexibilidade devida à flexão e ao cisalhamento e também da deformabilidade das ligações. O efeito das deformações cisalhantes está ilustrado na Fig. 5.12, que mostra a distorção de uma seção originalmente reta na flambagem de uma coluna múltipla.

Na Fig. 5.12a vemos duas hastes sem ligação entre si, sob efeito de uma compressão N ; havendo deformação lateral, uma seção originalmente plana das duas hastes se transforma em dois planos. Na Fig. 5.12b vemos as mesmas hastes com ligação contínua; uma seção originalmente plana das duas hastes mantém-se plana após a deformação lateral, assegurando o trabalho das hastes como se fosse um perfil simples. No caso das hastes sem ligação, a carga última da coluna é calculada com um momento de inércia igual à soma dos momentos de inércia das seções isoladas. No caso das hastes com ligação contínua, o momento de inércia é muito superior ao das seções isoladas, resultando em uma carga última muito maior.

Na Fig. 5.12c vemos as duas hastes ligadas por barras horizontais. Para tratar esta estrutura com ligações discretas como uma peça contínua e de seção uniforme é preciso levar em conta as deformações por cisalhamento que são as distorções da seção reta. Na figura em que as hastes estão deformadas, nota-se que uma seção originalmente plana das duas hastes apresenta-se em dois planos distintos, porém com deslocamento relativo bem menor do que no caso das hastes sem ligação. A ligação descontínua funciona como uma ligação contínua de menor eficiência e, para certos tipos de treliçados, produz um momento de inércia quase tão grande quanto o da ligação contínua. Nestas condições, as peças metálicas com ligações descontínuas têm grande importância em estruturas metálicas.

5.6.2 Critério de Dimensionamento de Peças Múltiplas

Admitindo-se um modelo de peça contínua, a carga crítica N_{cr}^* de uma coluna com seção múltipla é obtida teoricamente considerando-se as deformações por cisalhamento existentes em função do tipo de arranjo treliçado utilizado. A menor eficiência das ligações, em relação ao caso de ligações contínuas, pode ser considerada utilizando-se um índice de esbelteza fictício $(\ell_{fc}/i)^*$, superior ao calculado admitindo-se ligação contínua. Aumentar o índice de esbelteza

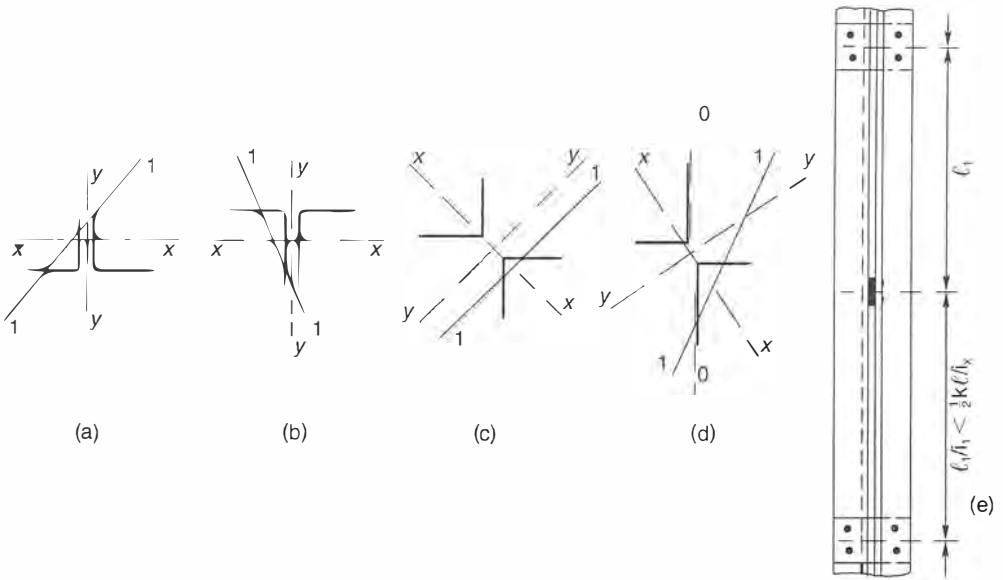


Fig. 5.13 Peças comprimidas formadas por associação de cantoneiras justapostas com ligações descontínuas: (a) cantoneiras de abas iguais; (b) cantoneiras de abas desiguais, lado a lado; (c) cantoneiras de abas iguais, opostas pelo vértice; (d) cantoneiras de abas desiguais, opostas pelo vértice; (e) vista longitudinal da coluna, mostrando as chapas de ligação.

l_1 = comprimento livre da peça individual;

1 - 1 = eixo em torno do qual se dá flambagem da peça individual;

x - x = eixo em torno do qual se dá flambagem da peça composta.

equivale a reduzir a carga crítica, uma vez que a tensão crítica decresce quando (ℓ_{f1}/i) cresce [Eq. (5.2)]. O Eurocódigo 3 apresenta critérios para projetos de colunas de seção múltipla (sujeitas a requisitos construtivos e geométricos) considerando o modelo de peça contínua com deformações por cisalhamento.

No caso de peças múltiplas ligadas por barras ou cantoneiras, formando planos treliçados, comparando-se alguns possíveis arranjos treliçados conclui-se que os arranjos em laços simples (Fig. 5.11a) e duplo, se respeitadas algumas condições geométricas, produzem um índice de esbeltez fictício $(\ell_{f1}/i)^*$ muito próximo do índice de esbeltez da coluna com ligações contínuas. Por isso, a norma americana AISC permite se determinar a carga última dessas colunas como se as peças fossem unidas por ligações contínuas, desde que seja considerado o efeito da deformabilidade das ligações. Outros tipos de arranjos treliçados podem também ser usados, mas no cálculo da carga última não se pode desprezar o efeito das deformações por cisalhamento.

As colunas compostas por peças justapostas podem ser analisadas como colunas de seção simples [ver a Fig. (5.13)], desde que o espaçamento l_1 entre os pontos de ligação restrinja o índice de esbeltez máximo da peça isolada a 1/2 do índice de esbeltez da peça composta (NBR 8800):

$$\frac{l_1}{i_1} < \frac{1}{2} \left(\frac{KL}{i} \right)_{\text{máx. conjunto}}$$

onde i_1 é o menor raio de giração da peça isolada.

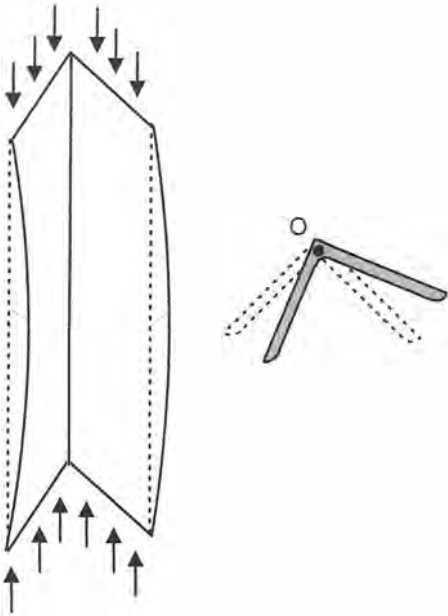


Fig. 5.14 Flambagem por torção de uma cantoneira, sujeita a uma carga axial N (aplicada no centro de gravidade G). (a) Vista isométrica; (b) Seção a meia-altura da cantoneira, mostrando a rotação da mesma em torno do centro de torção O .

5.7 | FLAMBAGEM POR FLEXÃO E TORÇÃO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

Na flambagem por flexão e torção de peças comprimidas, a deformação transversal da haste é mais complexa: a seção transversal sofre flexão em torno do eixo principal (I_{\min}) e torção em torno de um ponto chamado centro de cisalhamento ou centro de torção.

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.

Em perfis laminados U, L ou perfis compostos abertos, a verificação da flambagem por flexão e torção ou por torção só precisa ser feita nos casos de pequena esbelteza, pois para valores mais elevados de ℓ_{ft}/i a flambagem normal (por flexão) é determinante.

Praticamente a flambagem por torção não intervém nas construções metálicas usuais. Nas estruturas metálicas leves, feitas com chapas finas dobradas, a flambagem por flexotorção é frequentemente determinante do dimensionamento.

As expressões de carga crítica (N_{cr}) de flambagem em torção e flexotorção para hastes de seção aberta encontram-se em Timoshenko e Gere (1961). De acordo com a norma NBR 8800 o dimensionamento pode ser feito utilizando-se a curva de flambagem, sendo o índice de esbelteza reduzido λ_0 Eq. (5.6b) obtido com a carga crítica correspondente ao modo de flambagem.

A flambagem lateral de vigas envolve também ação simultânea de momentos de flexão e de torção. O problema será tratado no estudo de vigas (Item 6.2.3).

5.8 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

5.8.1 Determinar a resistência de cálculo à compressão do perfil $W150 \times 37,1$ kg/m de aço ASTM A36 com comprimento de 3 m, sabendo-se que suas extremidades são rotuladas e que há contenção lateral impedindo a flambagem em torno do eixo y .

Comparar com o resultado obtido para uma peça sem contenção lateral, podendo flambar em torno do eixo y .

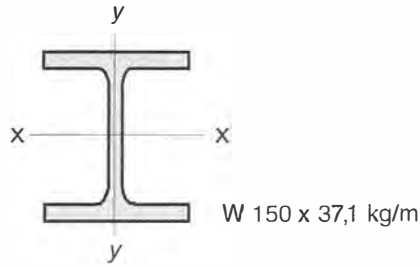


Fig. Probl. 5.8.1

Solução

a) Peça com contenção lateral

A flambagem só poderá ocorrer em torno do eixo x .

Como o perfil é rotulado nas extremidades, o comprimento de flambagem é o próprio comprimento do perfil:

$$\ell_{fl} = 300 \text{ cm}$$

Na Tabela A6.9, Anexo A, obtemos $i_x = 6,85 \text{ cm}$.

$$\frac{\ell_{fl}}{i} = \frac{300}{6,85} = 43,80$$

$$\lambda_0 = 0,0113 \times 43,80 = 0,49$$

Na Tabela A2, Anexo A (curva Fig. 5.7b), obtemos:

$$f_c = 0,904 \times 250 = 226,0 \text{ MPa}$$

$$N_{d \text{ res}} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{a1}} = 47,8 \times 22,6/1,10 = 982,1 \text{ kN}$$

Os valores de esbeltez das chapas

$$\text{mesa } \frac{154}{2 \times 11,6} = 6,6 < 15,8$$

$$\text{alma } \frac{139}{8,1} = 17,2 < 42,1$$

indicam que não há flambagem local.

b) Peça sem contenção lateral

Flambagem em torno do eixo y

$$\left(\frac{\ell_{fl}}{i} \right)_y = \frac{300}{3,84} = 78,1$$

Comparando-se a esbeltez em torno dos dois eixos, conclui-se que a flambagem se dará em torno do eixo y .

$$\lambda_0 = 0,88 \qquad f_c = 0,723 \times 250 = 181 \text{ MPa}$$

$$N_{d \text{ res}} = \frac{A_g f_c}{\gamma_{al}} = 47,8 \times 18,1/1,10 = 786 \text{ kN}$$

Este resultado é aproximadamente 20% menor que o obtido para a peça com contenção lateral.

5.8.2 Calcular o esforço normal resistente no mesmo perfil do Problema 5.8.1, sem contenção lateral, considerando-o engastado numa extremidade e livre na outra. Comparar o resultado obtido para uma peça engastada numa extremidade e rotulada na outra.

Solução

A flambagem ocorrerá na direção de menor raio de giração, que no caso é i_y , já que os comprimentos de flambagem são iguais nas duas direções.

Os resultados são aqui apresentados.

Condição de apoio	Engaste e livre	Engaste e rótula
Comprimento de flambagem $\ell_{fl} = K\ell$	$2 \times 300 = 600 \text{ cm}$	$0,70 \times 300 = 210 \text{ cm}$
Índice de esbeltez ℓ_{fl}/i_y	$600/3,84 = 156$	$210/3,84 = 54,7$
Índice de esbeltez adimensional λ_0	1,76	0,62
Tensão resistente f_c	71 MPa	212 MPa
Esforço resistente de projeto $N_{d \text{ res}}$	$47,8 \times 7,1/1,10 = 308 \text{ kN}$	$47,8 \times 21,2/1,10 = 921 \text{ kN}$

Observa-se a grande influência das condições de apoio na resistência à compressão.

5.8.6 Calcular o esforço de compressão resistente de projeto de duas cantoneiras $203(8") \times 102(4") \times 55,66 \text{ kg/m}$ trabalhando isoladamente e comparar com o resultado obtido para os perfis ligados por solda formando um tubo retangular. Admitir $\ell_{fe} = 300 \text{ cm}$ nos dois planos de flambagem e aço MR250.

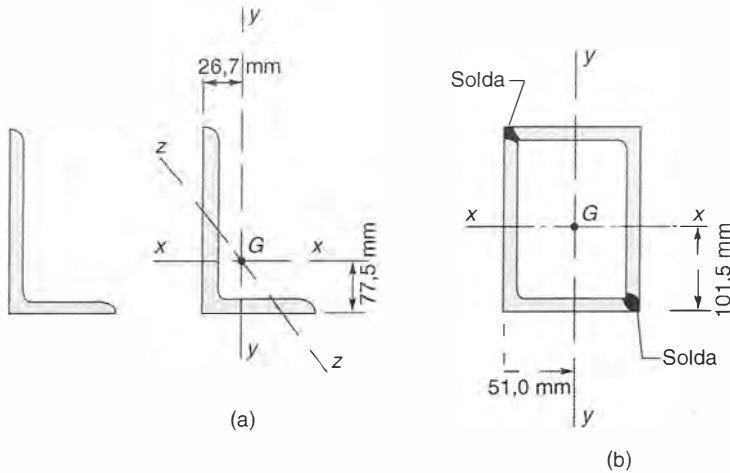


Fig. Probl. 5.8.6

Solução

a) Para os perfis isolados, a esbelteza será calculada pelo raio de giração mínimo i_z de uma cantoneira.

De acordo com a Tabela A6.5, Anexo A, temos:

$$i_{\min} = i_z = 2,16 \text{ cm}$$

$$A_g = 70,97 \text{ cm}^2$$

$$\ell_{fe}/i = 300/2,16 = 139$$

$$\lambda_0 = 1,57$$

$$f_c = 0,356 \times 250 = 89,0 \text{ MPa}$$

Para os dois perfis isolados, obtemos:

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 70,97 \times 8,9/1,10 = 1148 \text{ kN}$$

b) Estando os dois perfis soldados, eles passam a trabalhar como uma peça única. O centro de gravidade se situa a meia-altura e a meia-largura do perfil e, sendo a peça simétrica, seus eixos de simetria coincidirão com os eixos principais de inércia. Como, para os dois planos de flambagem, o comprimento de flambagem ℓ_{fe} é o mesmo, bastará verificarmos qual das duas direções principais terá o menor momento de inércia e, conseqüentemente, o menor raio de giração.

Aplicando o teorema de translação de eixos, obtemos os valores dos momentos principais de inércia do perfil composto:

$$I_x = 2 [2897 + 70,97 (10,15 - 7,75)^2] = 6612 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 [482,8 + 70,97 (5,10 - 2,67)^2] = 1804 \text{ cm}^4$$

O momento de inércia do conjunto, em relação ao eixo x , é o dobro do momento de inércia de um perfil em relação ao mesmo eixo. Como a área do conjunto também é o dobro da área de um perfil, o valor de i_x do conjunto é o mesmo do perfil isolado,

$$i_x = 6,27 \text{ cm}$$

O momento de inércia do perfil composto em relação ao eixo vertical y se obtém utilizando o teorema de translação de eixos

$$I_y = 2 \left(664 + 52,1 \times 7,7^2 \right) = 7506 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \left(\frac{7506}{2 \times 52,1} \right)^{1/2} = 8,49 \text{ cm}$$

Flambagem em torno do eixo x

$$\frac{\ell_{f\ell}}{i_x} = \frac{400}{6,27} = 64$$

Com a curva de flambagem obtém-se

$$f_c = 0,805 \times 250 = 201,2 \text{ MPa}$$

Flambagem em torno do eixo y

$$\frac{\ell_{f\ell}}{i_y} = \frac{400}{8,49} = 47,1$$

Com a curva de flambagem obtém-se

$$f_c = 0,889 \times 250 = 223 \text{ MPa}$$

A flambagem em torno de x é determinante, e $N_{dres} = 2 \times 52,1 \times 20,1/1,10 = 1904 \text{ kN}$.

5.8.4 A figura deste problema mostra diversas formas de seção transversal com a mesma área (41,2 cm²).

Admitindo o comprimento de flambagem $\ell_R = 350$ m nos dois planos de flambagem, compare a eficiência das seções em hastes submetidas à compressão. Utilize aço A36.

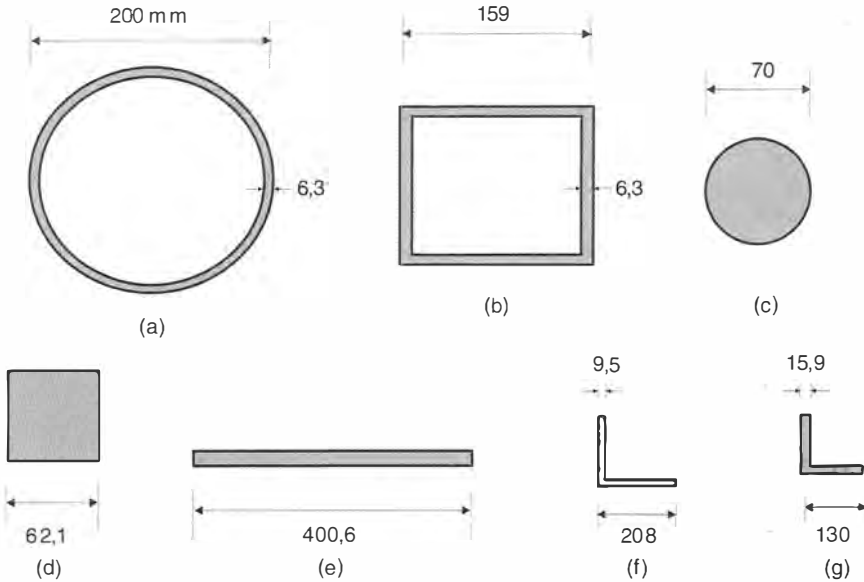


Fig. Probl. 5.8.4

Solução

Faz-se uma comparação em termos da tensão normal resistente de compressão f_c calculada de acordo com a NBR 8800, e a eficiência é medida como um percentual da tensão de escoamento f_y . Os valores do raio de giração i_{\min} são aproximados, tirados da Tabela A10.1, Anexo A.

Caso	a	b	c	d	e	f	g
i_{\min} (cm)	6,78	6,11	1,75	1,80	0,27	4,10	2,56
ℓ_R/i_{\min}	51,6	57,3	200	194	1296	85,4	136,7
f_c/f_y	0,869	0,838	0,172	0,183	—	—	0,370

Com os resultados podemos fazer as seguintes considerações:

1. Os perfis de maior eficiência são os das seções (a) e (b) com maior raio de giração.
2. A seção (c) tem índice de esbeltez $\ell_R/i = 200$, limite permitido pela NBR 8800.
3. A seção (e) apresenta esbeltez tão elevada que seu emprego como peça comprimida torna-se inviável.

4. A seção (f) é composta de chapas esbeltas com $b/t = 21,9$, valor maior que o limite fornecido na Tabela 5.2, indicando que há flambagem local. A tensão resistente, então, deve ser reduzida pelo coeficiente Q_s .
5. O perfil (g) é uma cantoneira como o perfil (f), mas não há flambagem local, já que

$$\frac{b}{t} = \frac{130}{15,9} = 8,2 < 12,7$$

5.8.5 Calcular a resistência de projeto à compressão com flambagem para o perfil W 310 × 21,0 kg/m com um comprimento de flambagem de 3,00 m nos dois planos de flambagem. Verificar se o perfil de aço AR350 é mais econômico que o de aço MR250.

Solução

- a) Perfil de aço MR250

Consultando a Tabela A6.8, Anexo A, tiramos $i_{\min} = i_y = 1,90$ cm

$$\frac{\ell_{fe}}{i_{\min}} = \frac{300}{1,90} = 157$$

$$\lambda_0 = 1,77$$

$$f_c = 0,280 \times 250 = 70,0 \text{ MPa}$$

A carga axial de projeto vale:

$$N_{d\text{res}} = 27,2 \times 7,0/1,10 = 173,1 \text{ kN}$$

- b) Perfil de aço AR350

Como as propriedades da seção são as mesmas, o valor de ℓ_{fe}/i não se altera. Para $\ell_{fe}/i = 157$, obtêm-se:

$$\lambda_0 = 0,0133 \times 157 = 2,09$$

$$f_c = 0,201 \times 350 = 70,4 \text{ MPa}$$

- c) Conclusão

A resistência de projeto do perfil em aço AR350 é igual à do perfil em aço MR250, devido à esbelteza elevada. A solução em aço MR250 é mais econômica.

5.8.3 Calcular o esforço resistente de projeto à compressão em dois perfis H152 (6") \times 40,9 kg/m, sem ligação entre si, e comparar o resultado com o obtido para os perfis ligados por solda longitudinal. Considerar uma peça de 4 m, rotulada nos dois planos de flambagem, nas duas extremidades. Material: aço ASTM A36.

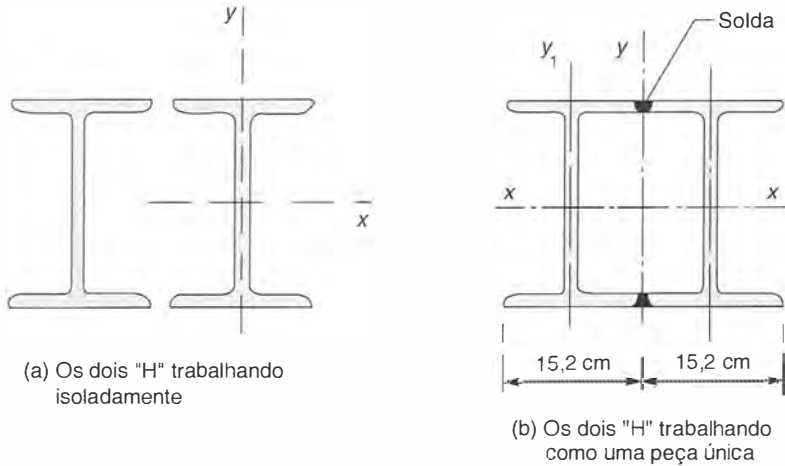


Fig. Probl. 5.8.3

Solução

a) Perfis sem ligação

O esforço resistente do conjunto será o dobro do esforço resistente para cada perfil isolado.

Da Tabela A6.1, Anexo A, tiramos o raio de giração mínimo do perfil H

$$i_{\min} = 3,57 \text{ cm}$$

Como a peça é birrotulada,

$$\ell_{f\ell} = \ell = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{f\ell}}{i_y} = \frac{400}{3,57} = 112 \quad \lambda_0 = 1,27$$

Na Tabela A2, Anexo A, obtemos:

$$f_c = 0,509 \times 250 = 127 \text{ MPa}$$

Para os dois perfis isolados, calculamos então o esforço normal resistente de projeto

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 52,1 \times 12,7/1,10 = 1203 \text{ kN}$$

b) Perfis ligados por solda

Neste caso, devemos determinar o raio de giração mínimo do conjunto, o que poderá ocorrer na direção x ou na direção y .

A flambagem se dará em torno do eixo y .

$$i_{\min} = i_y = \left(\frac{I_y}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{1804}{2 \times 70,97} \right)^{1/2} = 3,57 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{fl}}{i_{\min}} = \frac{300}{3,57} = 84,15$$

$$\lambda_0 = 0,95$$

$$f_c = 0,685 \times 250 = 171 \text{ MPa}$$

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 70,97 \times 17,1/1,10 = 2206 \text{ kN}$$

Verificamos que o perfil composto tem uma carga axial resistente praticamente igual ao dobro dos dois perfis isolados.

5.8.7 Uma coluna é engastada na base nos dois planos de flambagem e, no topo, tem condições de apoio diferentes em cada plano: rotulado no plano xz e livre no plano yz . Admitindo-se um perfil soldado CS, posicionar o perfil da melhor maneira (Posição 1 ou Posição 2 da Fig. Probl. 5.8.7?)

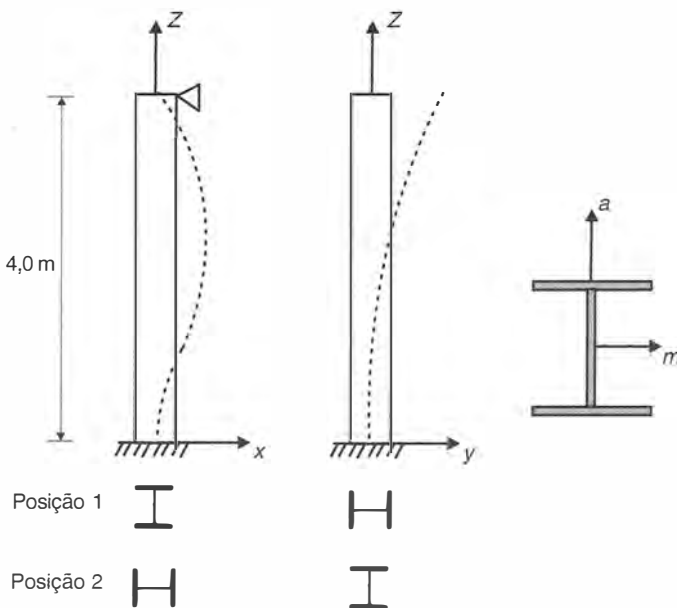


Fig. Probl. 5.8.7

Solução

Inspecionando-se a Tabela A8.1, Anexo A verifica-se que para qualquer perfil CS o raio de giração em torno do eixo paralelo à mesa do perfil (eixo m da Fig. Probl. 5.8.7) é maior do que o raio de giração em torno do eixo paralelo à alma:

$$i_m > i_u$$

Os comprimentos de flambagem são:

- no plano xz , ie , flambagem em torno de y ; $\ell_{fe_y} = 0,8\ell$
- no plano yz , ie , flambagem em torno de x ; $\ell_{fe_x} = 2,1\ell$

Cada posição irá fornecer dois índices de esbeltez $(\ell/i)_y$ e $(\ell/i)_x$. A melhor posição é aquela que fornece o menor índice de esbeltez máximo. Portanto, para o maior comprimento de flambagem (neste caso ℓ_{fe_x}) a seção deve trabalhar com o maior raio de giração (i_m). Conclui-se que a Posição 1 é a mais eficiente.

5.8.8 Seleccionar um perfil soldado CS de aço A36 para a coluna do Problema 5.8.7 com 4,0 m de altura e que deve suportar as seguintes cargas:

$$\text{Permanente } N_g = 300 \text{ kN}$$

$$\text{Utilização } N_t = 300 \text{ kN}$$

Solução

- a) Esforço solicitante de projeto

$$N_{d\text{sol}} = 1,4 \times 300 + 1,5 \times 300 = 870 \text{ kN}$$

- b) Comprimento de flambagem e índices de esbeltez

Flambagem no plano xz (em torno de y) $\ell_{fy} = 0,8\ell$

Flambagem no plano yz (em torno de x) $\ell_{fx} = 2,1\ell$

Observa-se na Tabela A8.1, Anexo A, que, para qualquer altura de perfil CS, a relação $i_x/i_y \cong 1,7$. Tem-se então:

$$\left(\frac{\ell_{fe}}{i}\right)_y = \frac{0,80\ell}{i_y} \quad \left(\frac{\ell_{fe}}{i}\right)_x = \frac{2,1\ell}{1,7i_y} = 1,2\frac{\ell}{i_y}$$

A esbeltez em torno de x é 50% maior que a esbeltez em torno de y ; portanto, pode-se concluir que a flambagem em torno de x é determinante.

- c) Perfil para a primeira tentativa

Adotando-se uma estimativa para f_c/f_y igual a 0,65, obtém-se a área necessária do perfil

$$A_g = \frac{870}{0,65 \times 25 / 1,10} = 59 \text{ cm}^2$$

Toma-se o perfil CS250 × 52 ($A_g = 66 \text{ cm}^2$) como primeira tentativa.

- d) Tentativa com o perfil CS250 × 52 (Tabela A8.1, Anexo A)
Flambagem local

$$\text{Mesa} \quad \frac{250}{2 \times 9,5} = 13,1 < 15,8$$

$$\text{Alma} \quad \frac{231}{8} = 28,9 < 42,1$$

Não haverá flambagem local
Esforço normal resistente
Flambagem em torno de x

$$\left(\frac{\ell_{fc}}{i} \right)_x = \frac{2,1 \times 400}{10,8} = 77,8 < 200$$

com a curva de flambagem obtém-se $f_c = 0,723$

$$N_{d\text{res}} = 66 \times 0,723 \times 25/1,10 = 1084 \text{ kN}$$

O perfil CS 250 × 52 satisfaz os requisitos de projeto.

5.8.9 Uma diagonal de treliça tem o comprimento de 3.00 m, sendo formada por duas cantoneiras 64 × 64 × 6,3. Determinar o esforço resistente de projeto para compressão axial, para as disposições indicadas na figura. Material: aço MR250.

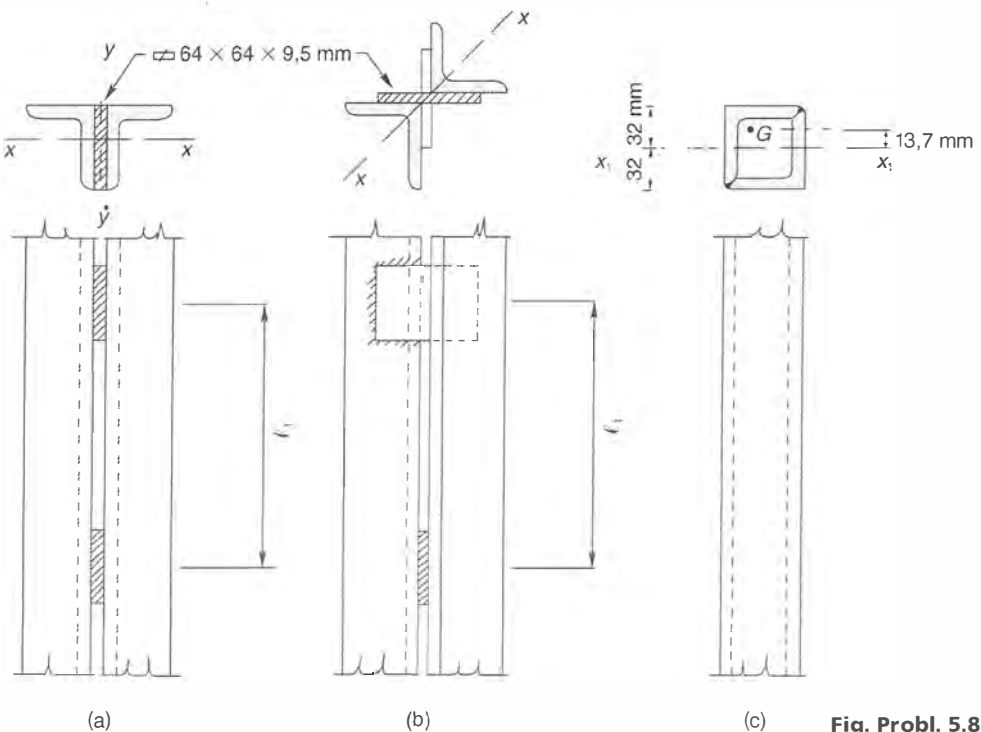


Fig. Probl. 5.8.9

Solução

Vamos determinar o esforço resistente de projeto para as três seções indicadas na figura.

- a) A diagonal da Fig. do Problema 5.8.9a é formada por duas cantoneiras ligadas por chapas soldadas de 9,5 mm (3/8"). De acordo com o critério da NBR 8800, quando a maior esbeltez de uma cantoneira isolada, ℓ_1/i_1 , for menor que a metade da maior esbeltez da coluna composta, a peça poderá ser dimensionada como se tivesse ligações contínuas (ver Fig. 5.13). Neste caso, com os dados da Tabela A6.4, Anexo A, e adotando-se $K = 1$, como é usual para elementos componentes de treliças, tem-se:

$$\ell_1 < \left(\frac{i_1}{2}\right) \left(\frac{K\ell}{i_x}\right) = \frac{1,24}{2} \left(\frac{300}{1,95}\right) = 95,4 \text{ cm}$$

Atendida pois esta condição, a flambagem em torno do eixo x será determinante. O cálculo do esforço resistente de projeto é feito com os dados das Tabelas A6.4 e A2, Anexo A, como a seguir:

$$\ell_{fe}/i_x = 300/1,95 = 154$$

$$\lambda_0 = 1,74$$

$$f_c = 0,290 \times 250 = 72,5 \text{ MPa}$$

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 7,68 \times 7,25/1,10 = 101,3 \text{ kN}$$

- b) Na Fig. do Problema 5.8.9b temos as duas cantoneiras opostas pelo vértice. O espaçamento ℓ_1 das barras de ligação deve atender à mesma condição do item (a). A flambagem pode ser calculada em torno do eixo x da Fig. do Problema 5.8.9b.

$$i_1 = 2,45 \text{ cm}$$

$$\ell_{fe}/i = 300/2,45 = 122$$

$$\lambda_0 = 1,38$$

$$f_c = 0,451 \times 250 = 112,7 \text{ MPa}$$

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 7,68 \times 11,3/1,10 = 158 \text{ kN}$$

- c) Na Fig. do Problema 5.8.9c as cantoneiras são ligadas por solda, formando um perfil fechado. O momento de inércia em relação ao eixo x_1 desta figura se calcula com o teorema de translação dos eixos, que conduz à relação:

$$i_{x1} = \sqrt{i_x^2 + \Delta y^2}$$

No nosso caso, $i_x = 1,95 \text{ cm}$

$$\Delta y = 3,20 - 1,83 = 1,37 \text{ cm}$$

$$i_{x1} = \sqrt{1,95^2 + 1,37^2} = 2,38 \text{ cm}$$

$$\ell_{fe}/i = 300/2,38 = 126$$

$$\lambda_0 = 1,42$$

$$f_c = 0,430 \times 250 = 107,5 \text{ MPa}$$

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 7,68 \times 10,75/1,10 = 150,1 \text{ kN}$$

5.8.10 Uma coluna tem seção em forma de perfil H, fabricado com duas chapas 8 mm × 300 mm para as mesas e uma chapa 8 mm × 400 mm para a alma, todas em aço ASTM A36. O comprimento de flambagem é $K\ell = 9,8$ m. Calcular a resistência de cálculo para compressão axial, considerando flambagem em torno do eixo mais resistente ($x - x$). Admite-se que a peça tenha contenção lateral impedindo flambagem em torno do eixo de menor resistência ($y - y$).

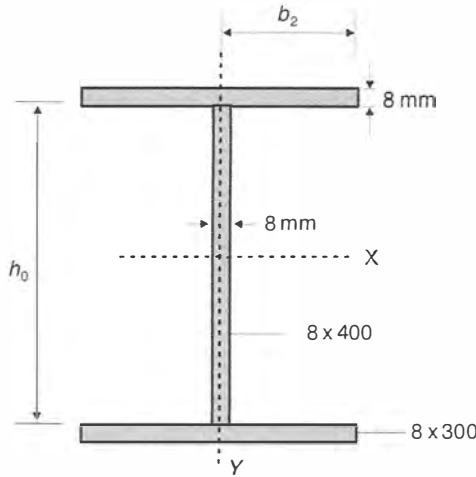


Fig. Probl. 5.8.10

Solução

a) Propriedades geométricas da seção

$$A_g = 2 \times 0,8 \times 30 + 0,8 \times 40 = 80 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 0,8 \times 30 \times 20,4^2 + 0,8 \times 40^3 / 12 = 24.242 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{I/A} = 17,4 \text{ cm}$$

b) Cálculo de f_c sem consideração de flambagem local ($Q = 1$)

$$\left(\frac{K\ell}{i} \right)_x = \frac{980}{17,4} = 56,3 \therefore \lambda_{c1} = 0,0113 \times 56,3 = 0,636$$

$$f_c = 0,842 \times 250 = 210,5 \text{ MPa}$$

$$N_{d\text{res}} = 80 \times 21/1,10 = 1527 \text{ kN}$$

c) Valores de b/t

Alma $b/t = 400/8 = 50 > 42,1$

Mesa $b/t = 150/8 = 18,75 > 0,64 \sqrt{\frac{200.000}{250/k_c}} = 13,5$

sendo $k_c = \frac{4}{\sqrt{400/8}} = 0,56$

d) Coeficiente Q_s

$$\text{Mesa} \quad 13,5 < 18,75 < 1,17 \sqrt{\frac{E}{f_y/k_c}} = 24,8$$

$$Q_s = 1,415 - 0,65 \times \frac{150}{8} \sqrt{\frac{250}{200.000 \times 0,56}} = 0,839$$

e) Largura efetiva da alma

Adotando-se a tensão σ na Eq. (5.13) igual a f_c obtido com $Q = 1$ ($\sigma = 211$ MPa), obtém-se:

$$b_e = 1,92 \times 0,8 \sqrt{\frac{200.000}{211}} \left[1 - \frac{0,34}{\frac{40}{0,8}} \sqrt{\frac{200.000}{211}} \right] = 37,4 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

Área efetiva:

$$A_{ef} = 2 \times 0,8 \times 30 + 0,8 \times 37,4 = 77,9 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A} = \frac{77,9}{80} = 0,97$$

f) Parâmetro de flambagem local

$$Q = Q_a Q_s = 0,97 \times 0,84 = 0,81$$

g) Índice de esbeltez reduzido

$$\lambda_0 = \frac{K \ell}{i} \sqrt{\frac{Q f_y}{\pi^2 E}} = \frac{980}{17,4} \sqrt{\frac{0,81 \times 250}{\pi^2 \times 200.000}} = 0,57$$

h) Tensão resistente f_c e tensão de cálculo σ da Eq. (5.13)

$$f_c = 0,873 \times 250 = 218 \text{ MPa}$$

$$\sigma = 0,84 \times 218 = 183 \text{ MPa}$$

Verifica-se que o cálculo da largura efetiva da alma com a tensão σ do item (b) é conservador.

i) Esforço axial resistente de projeto

$$N_{d \text{ res}} = Q A_g f_c / \gamma_{al} = 0,81 \times 80 \times 21,8 / 1,10 = 1284 \text{ kN}$$

Comparando-se $N_{d \text{ res}}$ dos itens (b) e (i), observa-se a redução de resistência devida à flambagem local.

5.9 | PROBLEMAS PROPOSTOS

5.9.1 Por que a curva tracejada da Fig. 5.4 não é adequada para definir a tensão resistente de colunas de aço?

5.9.2 Qual a diferença entre a carga crítica (N_{cr}) e a carga última ou resistente (N_c da Fig. 5.2d)?

5.9.3 O que são curvas de flambagem e como foi obtida a curva apresentada pela NBR 8800?

5.9.4 Qual o comprimento de flambagem dos pilares dos pórticos ilustrados na figura?

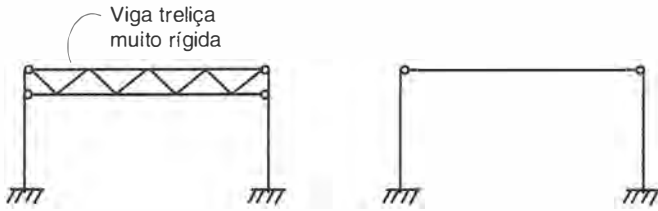


Fig. Probl. 5.9.4

5.9.5 Levando-se em conta o aspecto econômico, qual deve ser a relação entre os momentos de inércia dos eixos principais de um perfil que trabalha a compressão axial sem contenção lateral com condições de apoio iguais nos dois planos de flambagem?

5.9.6 Uma escora de comprimento de flambagem 10 m deve suportar uma carga de 300 kN do tipo permanente. Dimensionar a escora utilizando aço MR250 e os seguintes perfis:

- a) Perfil soldado VS (Fig. 6.2g);
- b) Duplo I (Fig. 6.2b);
- c) Duplo U aberto (Fig. 6.2e);
- d) Duplo U fechado formando um tubo retangular (Fig. 6.2f).

5.9.7 O que é flambagem local e em que circunstâncias ocorre este fenômeno?

5.9.8 A ocorrência de flambagem local de um perfil tubular retangular em compressão axial representa o colapso da coluna?

5.9.9 Como é considerado o efeito de flambagem local no cálculo do esforço resistente à compressão de uma coluna?

5.9.10 Uma diagonal de treliça, formada por dois perfis justapostos de aço MR250, tem um comprimento de flambagem de 2,50 m e uma carga axial de 150 kN, em serviço. Dimensionar a diagonal utilizando duas cantoneiras ou dois perfis U justapostos (ver Fig. do Problema 5.9.10). Indicação: os perfis podem ser considerados como tendo ligação contínua.

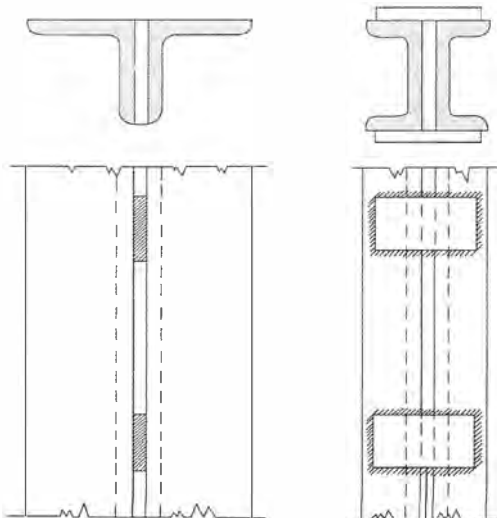


Fig. Probl. 5.9.10

Vigas de Alma Cheia

6.1 INTRODUÇÃO

6.1.1 Conceitos Gerais

No projeto no estado limite último de vigas sujeitas à flexão simples calculam-se, para as seções críticas, o momento e o esforço cortante resistentes de projeto para compará-los aos respectivos esforços solicitantes de projeto. Além disso, devem-se verificar os deslocamentos no estado limite de utilização.

A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A **flambagem local** é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil (ver Seção 5.5), a qual reduz o momento resistente da seção.

Na **flambagem lateral** a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão (em geral vertical) e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção (Fig. 6.1*b*). Para evitar a flambagem de uma viga I, cuja rigidez à torção é muito pequena, é preciso prover contenção lateral à viga.

A resistência ao esforço cortante de uma viga pode ser reduzida pela ocorrência de flambagem da chapa de alma sujeita às tensões cisalhantes.

Os tipos de seções transversais mais adequados para o trabalho à flexão são aqueles com maior inércia no plano da flexão, isto é, com as áreas mais afastadas do eixo neutro. O ideal, portanto, é concentrar as áreas em duas chapas, uma superior e uma inferior, ligando-as por uma chapa fina. Concluímos assim que as vigas em forma de I são as mais funcionais, devendo, entretanto, seu emprego obedecer às limitações de flambagem. As vigas com muita área próxima ao eixo

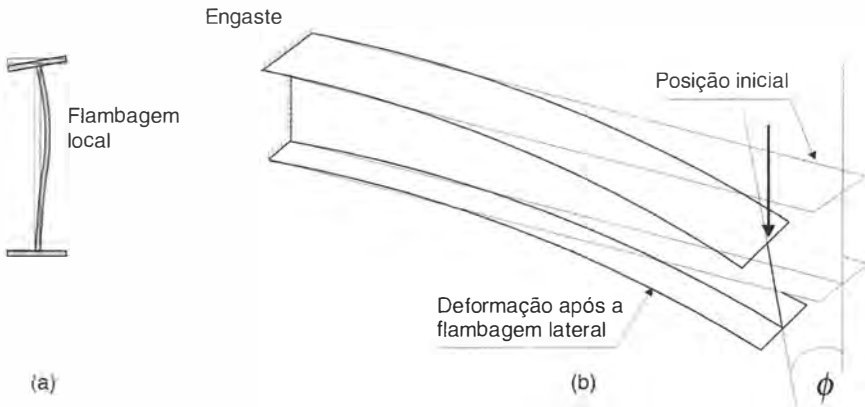


Fig. 6.1 Flambagem local e flambagem lateral em vigas.

neutro, como, por exemplo, peças maciças de seção quadrada ou circular, trabalham com menor eficiência na flexão, isto é, para o mesmo peso de viga, têm menor capacidade de carga.

Todo material deste capítulo está voltado para as vigas de perfil I em flexão no plano da alma.

6.1.2 Tipos Construtivos Usuais

Na Fig. 6.2 indicamos os tipos de perfis mais utilizados para vigas. Os perfis (a), (c), (d) são laminados; porém, atualmente no Brasil só têm sido fabricados perfis I e H até 152 mm (6"); no passado, os perfis I eram laminados até 508 mm (20"). Os perfis W, de abas com espessura constante (Fig. 6.2d), são fabricados no Brasil com alturas até 610 mm.

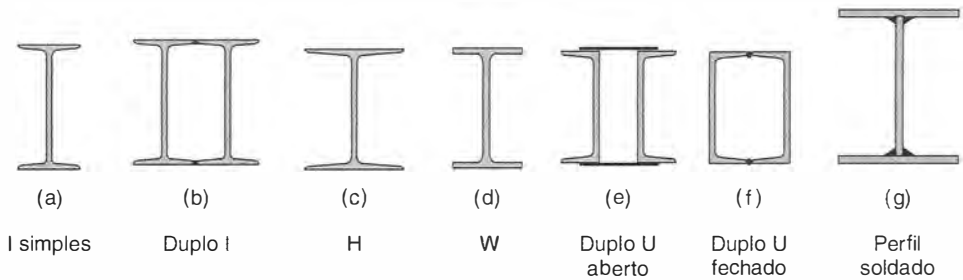


Fig. 6.2 Tipos usuais de perfis para vigas.

As Figs. 6.2b, 6.2e e 6.2f mostram seções de vigas formadas por associação de perfis laminados simples. A Fig. 6.2g mostra um perfil I formado por chapas soldadas.

Para obras de grandes vãos, como pontes, usam-se vigas de alma cheia fabricadas em forma de I ou de caixão. No final do século XIX e até a metade do século XX, as vigas fabricadas eram rebitadas, fazendo-se a ligação da alma com as mesas através de cantoneiras (Fig. 6.3). Com o desenvolvimento da solda, as vigas rebitadas tornaram-se antieconômicas, caindo em obsolescência.

As vigas fabricadas, soldadas e de grandes dimensões (Fig. 6.4) têm o mesmo aspecto da Fig. 6.2g. As mesas são formadas por chapas grossas, podendo ter largura variável. A alma é formada por uma chapa fina, em geral com enrijecedores, para evitar flambagem. Tanto as chapas das mesas quanto a da alma são emendadas, em oficina, com solda de entalhe, na posição de topo.

6.2 | DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO

6.2.1 Momento de Início de Plastificação M_y e Momento de Plastificação Total M_p

Na Fig. 6.5 apresenta-se o comportamento de uma viga de aço biapoiada sob carga distribuída crescente, através da relação momento \times curvatura da seção mais solicitada e diagramas de tensões normais, nesta seção, em vários pontos ao longo da curva. Admite-se que não há flambagem local ou flambagem lateral da viga. O comportamento é linear, enquanto a máxima tensão é menor do que a tensão de escoamento do aço, isto é, enquanto

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M}{I} y_{\text{máx}} = \frac{M}{W} < f_y \quad (6.1)$$

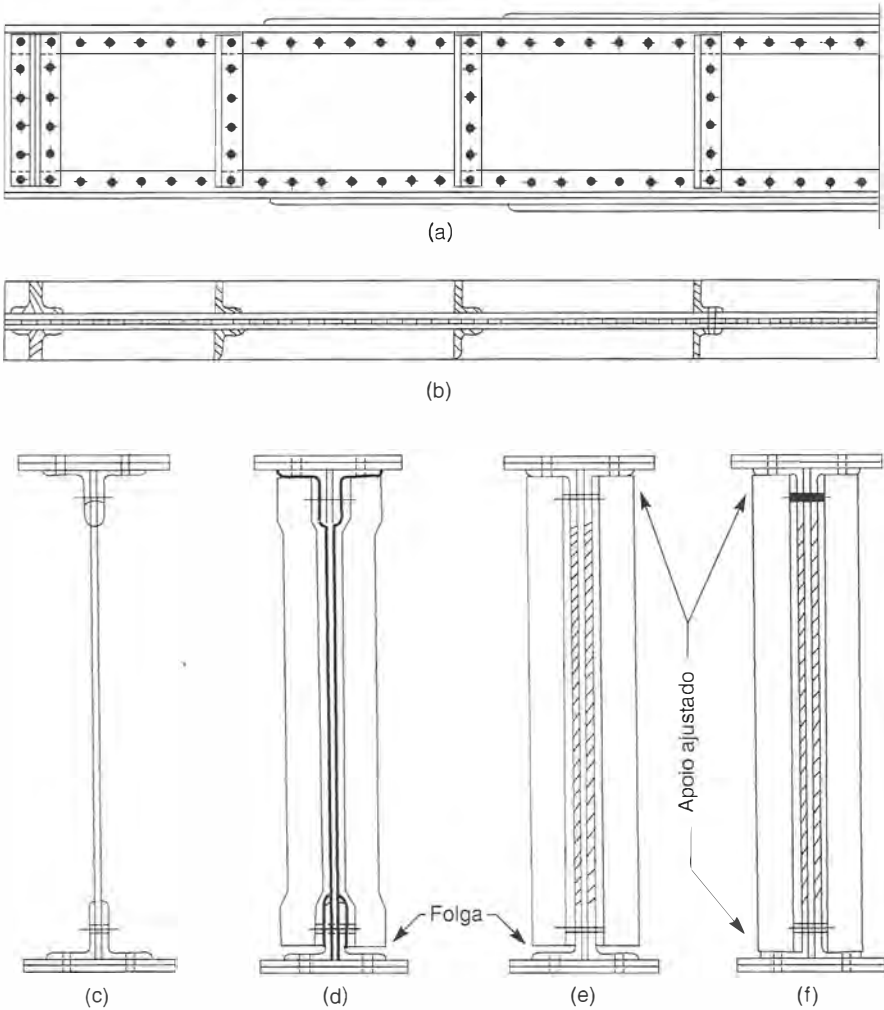


Fig. 6.3 Viga de alma cheia rebitada, com enrijecedores intermediários transversais e enrijecedores de apoio: (a) elevação; (b) corte; (c) seção típica; (d) enrijecedor intermediário curvado; (e) enrijecedor intermediário com chapa de enchimento; (f) enrijecedor de apoio.

onde

$y_{\text{máx}}$ é a distância ao centroide do elemento de área mais afastado (ver Fig. 6.6b).

I é o momento de inércia da seção em torno do eixo de flexão.

W é o módulo elástico da seção.

O momento M_y , de início de plastificação da seção, não representa a capacidade resistente da viga, já que é possível continuar aumentando a carga após atingi-lo. Entretanto, a partir de M_y , o comportamento passa a ser não linear, pois as “fibras” mais internas da seção vão também plastificando-se progressivamente até ser atingida a plastificação total da seção.

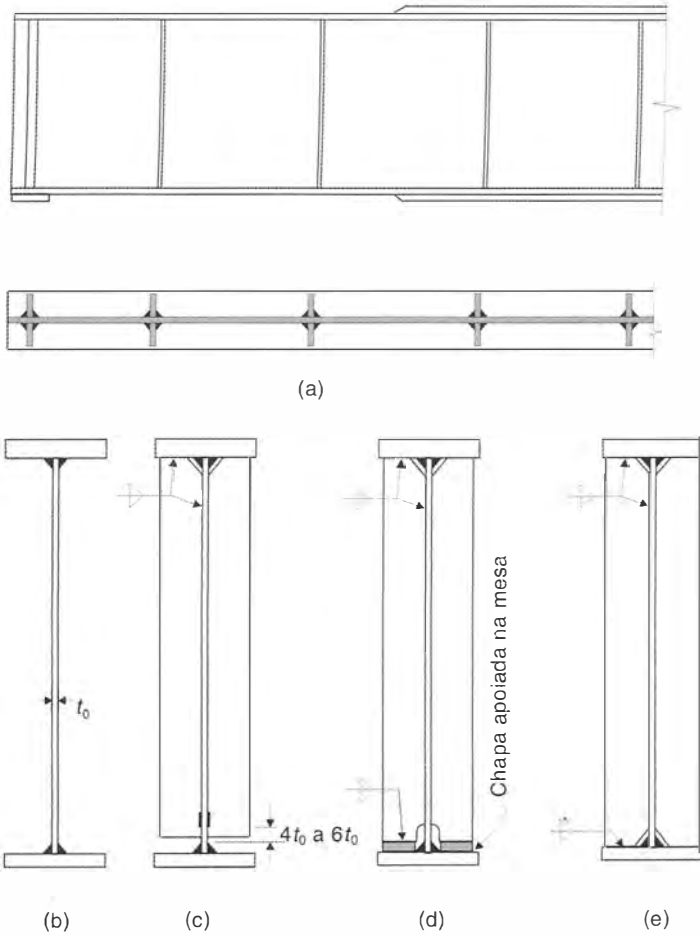


Fig. 6.4 Viga de alma cheia soldada, com enrijecedores intermediários transversais e enrijecedor de apoio.

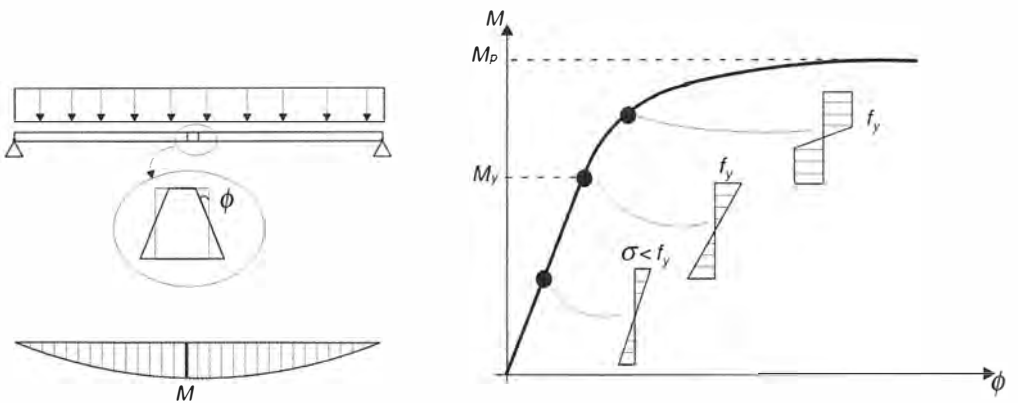


Fig. 6.5 Viga biapoiada sob carga crescente.

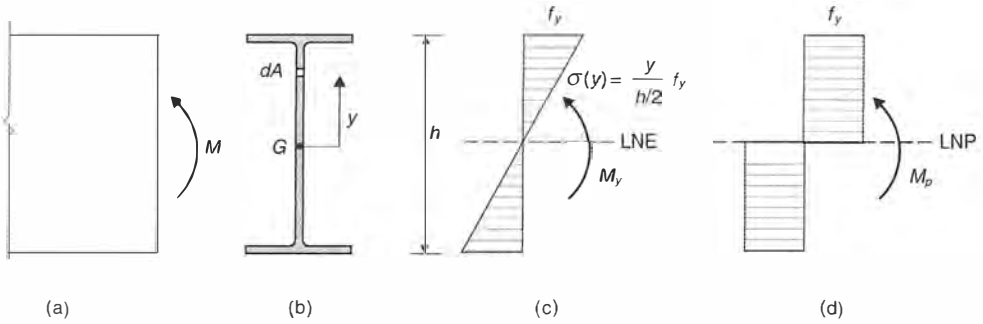


Fig. 6.6 Momento de início de plastificação e momento de plastificação total.

O momento resistente, igual ao momento de plastificação total da seção M_p , corresponde a grandes rotações desenvolvidas na viga. Neste ponto, a seção do meio do vão transforma-se em uma rótula plástica (ver Cap. 11).

Uma viga de seção duplamente simétrica sujeita à flexão pura é mostrada nas Figs. 6.6a e 6.6b. O momento de início de plastificação M_y é o esforço resultante das tensões do diagrama da Fig. 6.6c. A equação de equilíbrio das forças horizontais impõe a igualdade das resultantes de tração e de compressão, já que não há esforço normal aplicado. Esta equação fornece a posição da linha neutra elástica, que neste caso passa pelo centroide G . A equação de equilíbrio de momentos fornece

$$\sum M = 0 \quad M_y = 2 \int_0^{h/2} y \sigma(y) b \, dy = f_y W \tag{6.2}$$

onde

$$W = \frac{I}{y_{\text{máx}}}$$

Na situação de plastificação total (Fig. 6.6d), o equilíbrio das forças horizontais define a posição da linha neutra plástica (LNP) como sendo o eixo que divide a seção em duas áreas iguais, uma tracionada A_t e outra comprimida A_c . Na seção simétrica, as linhas neutras elástica e plástica coincidem, ao contrário do que ocorre em seções não simétricas.

O momento de plastificação total M_p é o esforço resultante do diagrama de tensões da Fig. 6.6d. Com a equação de equilíbrio de momentos tem-se:

$$\sum M = 0 \quad M_p = 2 \int_0^{h/2} y f_y \, dA = f_y Z \tag{6.3}$$

onde

$$Z = A_t y_t + A_c y_c$$

Z é o módulo plástico da seção.

Na expressão de Z , y_t e y_c são, respectivamente, as distâncias das áreas A_t e A_c ($A_t = A_c$) até a linha neutra plástica.

A relação entre os momentos de plastificação total e incipiente denomina-se coeficiente de forma de seção:

$$\text{Coeficiente de forma} = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{W} \tag{6.4}$$

Na Tabela A.12 apresentam-se valores do módulo plástico e do coeficiente de forma de vários tipos de seções.

Exemplo 6.2.1

Para o perfil soldado da figura, calcular o coeficiente de forma para flexão em torno do eixo $x-x$.

$$\text{Momento de inércia } I_x = 2(20 \times 0,95 \times 44,52^2) + 0,8 \times 88,1^3/12 = 120.903 \text{ cm}^4$$

$$\text{Módulo elástico } = W_x = 120.903/45,0 = 2686,7 \text{ cm}^3$$

$$\text{Módulo plástico } Z_x = 2(20 \times 0,95 \times 44,52) + 2(0,8 \times 44,05^2/2) = 3244 \text{ cm}^3$$

$$\text{Coeficiente de forma } Z_x/W_x = 1.21$$

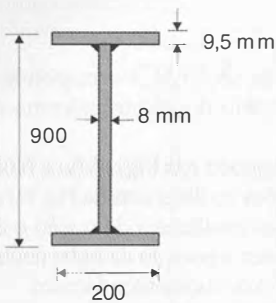


Fig. Ex. 6.2.1

6.2.2 Resistência à Flexão de Vigas com Contenção Lateral

As vigas com contenção lateral contínua não estão sujeitas ao fenômeno de flambagem lateral, que será examinado no Item 6.2.3.

A resistência das vigas à flexão pode ser reduzida por efeito de flambagem local das chapas que constituem o perfil (ver Seção 5.6).

Classificação das Seções Quanto à Ocorrência de Flambagem Local

De acordo com as normas norte-americana (AISC) e brasileira (NBR 8800), as seções das vigas podem ser divididas em três classes conforme a influência da flambagem local sobre os respectivos momentos fletores resistentes (M_{res}):

Seção compacta – é aquela que atinge o momento de plastificação total ($M_{res} = M_p$) e exibe suficiente capacidade de rotação inelástica para configurar uma rótula plástica (ver Cap. 11).

Seção semicompacta – é aquela em que a flambagem local ocorre após ter desenvolvido plastificação parcial ($M_{res} > M_y$) mas sem apresentar significativa rotação.

Seção esbelta – seção na qual a ocorrência da flambagem local impede que seja atingido o momento de início de plastificação ($M_{res} < M_y$).

A Fig. 6.7 apresenta curvas momento \times rotação de vigas metálicas, com seções compacta, semicompacta e esbelta, sujeitas a carregamento crescente, mostrando a influência da flambagem local sobre o momento resistente das vigas e sobre suas deformações.

As classes de seções são definidas por valores limites das relações largura–espessura λ_b das chapas componentes do perfil, conforme indicado na Fig. 6.8.

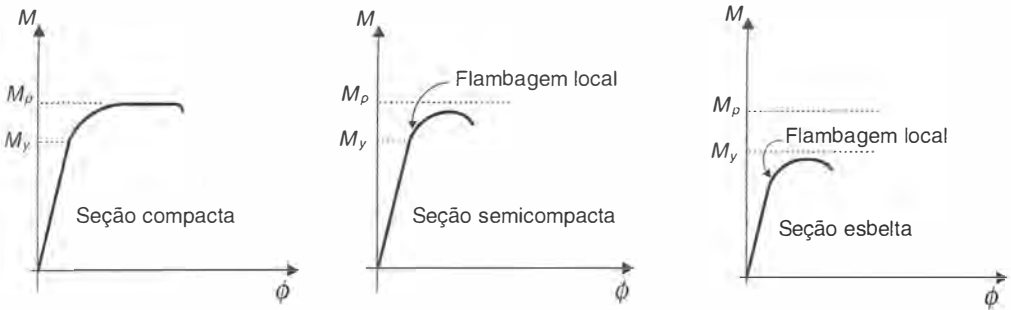


Fig. 6.7 Comportamento de vigas com seções compacta, semicompacta e esbelta.

- $\lambda_b \leq \lambda_p$ – Seção Compacta
- $\lambda_p < \lambda_b \leq \lambda_r$ – Seção Semicompacta
- $\lambda_r < \lambda_b$ – Seção Esbelta

Para perfis I fletidos no plano da alma, os limites λ_p e λ_r encontram-se na Tabela 6.1.

A relação $\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$ em vigas de seção compacta é inferior à relação correspondente em colunas (Tabela 5.1), porque nas vigas a plastificação geral exige rotação adicional da seção, enquanto nas colunas, cujas seções encontram-se em compressão axial, o início da plastificação coincide aproximadamente com a plastificação total.

Tabela 6.1 Valores Limites da Relação Largura-Espessura de Seções I ou H, com Um ou Dois Eixos de Simetria, Fletidas no Plano da Alma (ver notação na Fig. 6.8)

		Valores Limites de λ_b	
Aço		λ_p	λ_r
Flambagem local da mesa $\lambda_b = \frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$	Geral	$0,38 \sqrt{E/f_y}$	$C \sqrt{\frac{E}{0,7 f_y/k_c}}$
	MR250	10,7	28 (perfis laminados)
	AR350	9,1	24 (perfis laminados)
Flambagem local da alma $\lambda_b = h_w/t_0$	Geral	$D \sqrt{E/f_y} < \lambda_r$	$5,70 \sqrt{E/f_y}$
	MR250	106 (dupla simetria)	161
	AR350	90 (dupla simetria)	136

*Para perfis laminados: $C = 0,83$; $k_c = 1$; para perfis soldados: $C = 0,95$; $k_c = \frac{4}{\sqrt{h_0/t_0}}$ sendo $0,35 < k_c < 0,76$ (ver nota da Tabela 5.1)

**Para perfis com dupla simetria: $D = 3,76$; para perfis monossimétricos: $D = \frac{(h_c/h_p)}{(0,54 M_p/M_r - 0,09)^2}$

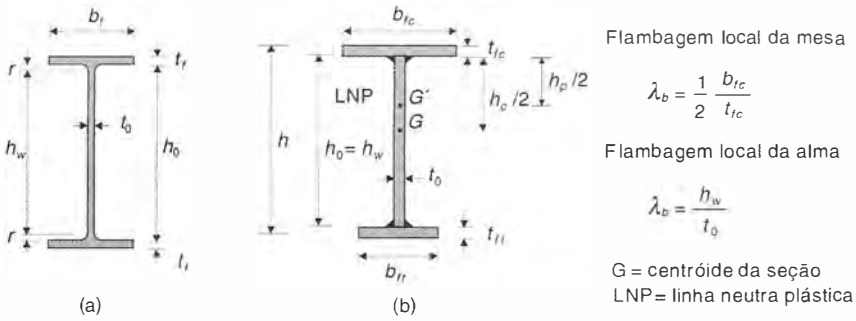


Fig. 6.8 Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria. (a) perfil laminado; (b) perfil soldado.

Os elementos comprimidos de um perfil podem estar em diferentes classes. O perfil como um todo é classificado pelo caso mais desfavorável.

Exemplo 6.2.2

Verificar a classe dos perfis laminados em aço MR250 a seguir:

I 508(20") × 121,2; IPE 550; W 530. Usar as dimensões das Tabelas A6.2, A7.1 e A6.8, Anexo A.

Perfil	$\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_w}$	Seção
I 508 × 121,2	3,8	$(508 - 2 \times 44 + 6,3)/15,2 = 28,0$	Compacta
IPE 550 × 106	6,1	$[550 - 2 (17,4 + 24)]/11,1 = 42,1$	Compacta
W 530 × 66,0	7,2	$[525 - 2 (11,4 + 12,1)]/8,9 = 53,7$	Compacta

Exemplo 6.2.3

Verificar a classe dos perfis soldados a seguir:

CS250 × 52; CS 650 × 305; VS 400 × 49; VS 1400 × 260.
Usar as dimensões das Tabelas A8.1 e A8.3, Anexo A. Aço MR250.

Perfil	$\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_w}$	Seção
CS 250 × 52	13	29	Semicompacta
CS 650 × 305	14,5	38	Semicompacta
VS 400 × 49	10,5	61	Compacta
VS 1400 × 260	15,6	109	Semicompacta

Tabela 6.2 Momento Nominal M_n

Classe	Momento Nominal (M_n)
Seções compactas	$M_p = Z f_y$
Seções semicompactas	Interpolação linear entre M_p e M_r [Eq. (6.7)]
Seções esbeltas	$M_{cr} = W f_{cr}$

f_{cr} = tensão resistente à flexão determinada pela flambagem local elástica da mesa ou da alma do perfil (tensão crítica no caso de flambagem local da mesa).

M_r = momento resistente nominal para a situação limite entre as classes de seções semicompacta e esbelta, isto é, $\lambda_b = \lambda_r$ (Tabela 6.1).

Momento Resistente de Projeto

O momento resistente de projeto ($M_{d\text{res}}$) é dado por:

$$M_{d\text{res}} = M_n / \gamma_{a1}, \quad \text{com } \gamma_{a1} \text{ dado na Tabela 1.7} \quad (6.5)$$

onde

M_n = momento resistente nominal, obtido por análise, sendo o valor determinado pelo limite de escoamento do aço, ou por flambagem, conforme indicado na Tabela 6.2 e ilustrado na Fig. 6.9.

Na situação limite entre seções semicompactas e seções esbeltas, isto é, para $\lambda_b = \lambda_r$, o momento resistente nominal denomina-se M_r igual ao momento de início de plastificação considerando-se a presença de tensões residuais. Para perfis I ou H, com um ou dois eixos de simetria, M_r é dado pelas expressões indicadas na página seguinte.

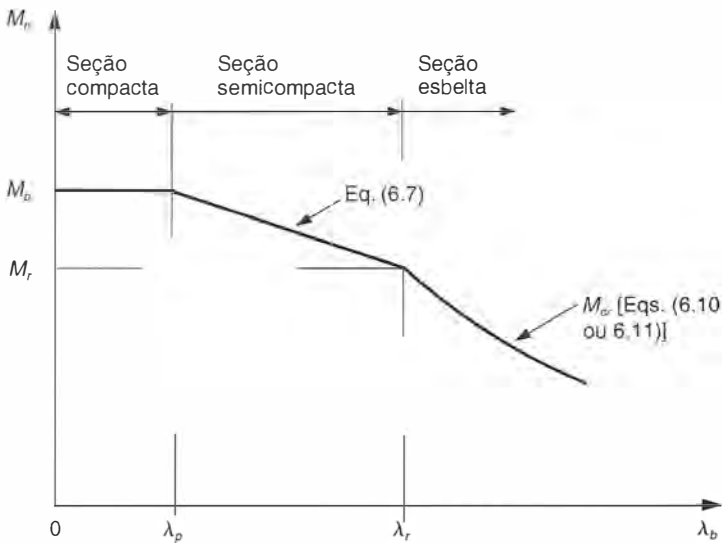


Fig. 6.9 Variação do momento resistente nominal de vigas I ou H, carregadas no plano da alma, com efeito de flambagem local da mesa ou da alma (admite-se contenção lateral que elimina a flambagem lateral). O parâmetro λ_b é definido na Fig. 6.8.

Flambagem local da mesa

$$M_r = W_c (f_y - \sigma_r) < W_t f_y \quad (6.6a)$$

onde

σ_r = tensão residual de compressão nas mesas tomada igual a $0,3 f_y$.
 W_c, W_t = módulos elásticos da seção referidos às fibras mais comprimida e mais tracionada, respectivamente.

Flambagem local da alma

$$M_r = W f_y \quad (6.6b)$$

onde

W = menor módulo resistente elástico da seção.

Nas seções semicompactas, os momentos nominais podem ser interpolados linearmente entre os valores limites M_r e M_p :

$$M_{nl} = M_p - \frac{\lambda_b - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} (M_p - M_r) \quad (6.7)$$

Limitação do Momento Resistente

Quando a determinação dos esforços solicitantes, deslocamentos, flechas etc. é feita com base no comportamento elástico, o momento resistente de projeto fica limitado a

$$M_{d\text{res}} < 1,50 W f_y / \gamma_{a1} \quad (6.8a)$$

sendo W o menor módulo elástico da seção.

Influência de Furos na Resistência da Seção

Na determinação das propriedades geométricas de vigas laminadas ou soldadas, com ou sem reforço de mesa, podem ser desprezados furos para parafusos de montagem em qualquer das mesas, desde que a resistência à ruptura da área líquida da mesa tracionada seja maior que a resistência ao escoamento da seção bruta da mesa:

$$f_u A_{fn} \geq Y_t f_y A_{fg} \quad (6.9)$$

onde A_{fn} e A_{fg} são, respectivamente, as áreas líquida Eq. (2.4) e bruta da mesa tracionada.

$$Y_t = 1,0 \text{ para } f_y / f_u \leq 0,8$$

$$Y_t = 1,10 \text{ para } f_y / f_u > 0,8$$

Se não for atendida a condição da Eq. (6.9), o momento resistente da viga fica limitado pela ruptura à tração na área líquida da mesa tracionada:

$$M_{d\text{res}} \leq \frac{1}{\gamma_{a1}} \frac{f_u A_{fn} W_t}{A_{fg}} \quad (6.8b)$$

onde W_t é o módulo elástico da seção no lado tracionado.

Exemplo 6.2.4

Calcular o momento resistente de projeto de um perfil W 530 × 66,0 em aço MR250, com contenção lateral contínua.

O perfil é compacto como se viu no Exemplo 6.2.2.

$$M_{d\text{ res}} = Z f_y / \gamma_{a1} = 1558 \times 25 / 1,10 = 35.409 \text{ kNcm} = 354,1 \text{ kNm}$$

Exemplo 6.2.5

Calcular o momento resistente de projeto de um perfil soldado VS 400 × 49, com contenção lateral contínua.

O perfil dado é compacto, como se viu no Exemplo 6.2.3. Com as dimensões da Tabela A.8.3 tem-se.

$$Z = 2 \times 20 \times 0,95 + 2 \times 19,05 \times 0,63 \times 9,53 = 970 \text{ cm}^3$$

$$M_{d\text{ res}} = Z f_y / \gamma_{a1} = 970 \times 25 / 1,10 = 22.045 \text{ kNcm} = 220,45 \text{ kNm}$$

Exemplo 6.2.6

Calcular o momento resistente de projeto de um perfil soldado VS1400 × 260, com contenção lateral contínua.

O perfil é semicompacto devido às dimensões da mesa (ver Exemplo 6.2.3).

$$Z = 2 \times 50 \times 1,6 \times 69,2 + 2 \times 68,4^2 \times 1,25 / 2 = 16920 \text{ cm}^3$$

$$M_p = 16.920 \times 25 = 423.005 \text{ kNcm} = 4230,0 \text{ kNm}$$

$$M_r = 14.756 (25 \times 0,7) = 258.230 \text{ kNcm} = 2582,3 \text{ kNm}$$

$$M_n = 4230,0 - \frac{15,6 - 11}{20 - 11} (4230,0 - 2582,8) = 3388,1 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{ res}} = M_n / \gamma_{a1} = 3388,1 / 1,10 = 3080,0 \text{ kNm}$$

Momento Resistente de Cálculo de Vigas I com Mesa Esbelta

Nas vigas I contidas lateralmente com alma atendendo ao limite para seção semicompacta, porém com mesas esbeltas, o momento resistente pode ser calculado com a tensão resistente na mesa reduzida pelo valor Q_s de flambagem local elástica de placas não enrijecidas (ver Seção 5.6).

Tem-se então:

$$M_n = Q_s f_y W_c \quad (6.10a)$$

Por exemplo, para mesas de perfis laminados, tem-se (ver Tabela 5.2):

$$Q_s = \frac{0,69E}{f_y \lambda_b^2}$$

$$\text{com } \lambda_b = \frac{b_f}{2t_f}$$

De acordo com a NBR 8800, utiliza-se para:

– Perfis laminados

$$M_n = \frac{0,69E}{\lambda_b^2} W_c \quad (6.10b)$$

– Perfis soldados

$$M_n = \frac{0,90E k_c}{\lambda_b^2} W_c \quad (6.10c)$$

onde

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h_0/t_0}} \text{ e } 0,35 \leq k_c \leq 0,763$$

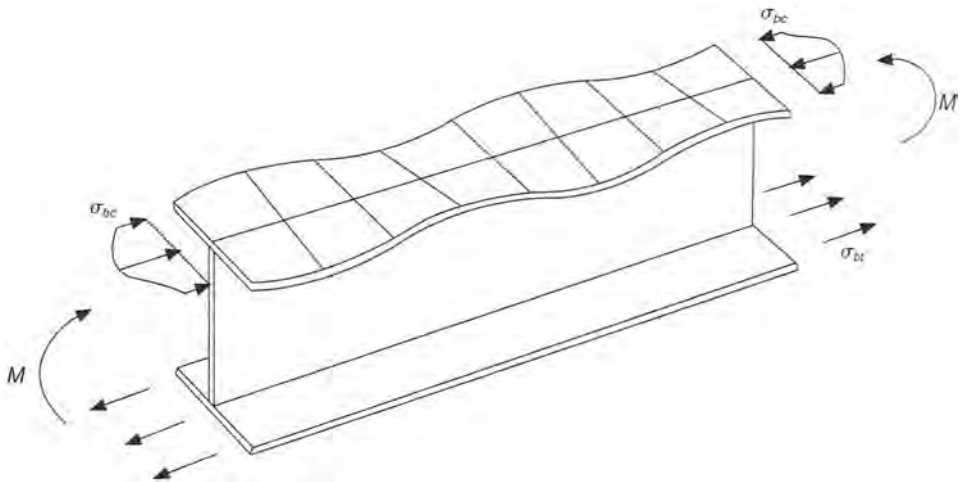


Fig. 6.10 Flambagem local da mesa comprimida em vigas I fletidas no plano da alma. As tensões normais de compressão da mesa (σ_{bc}) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda (ver também Figs. 5.10a e 5.10b).

Momento Resistente de Cálculo de Vigas I com Alma Esbelta

Nas vigas I com alma esbelta, onde

$$\frac{h_0}{t_0} > 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad \frac{h_0}{t_0} < \left(\frac{h_0}{t_0}\right)_{\max}$$

dado pelas Eqs. (6.39b) e (6.42), porém cujas mesas atendam aos limites da Tabela 6.1 para seção compacta, o momento resistente de projeto pode ser calculado com M_n/γ_{a1} , sendo γ_{a1} dado na Tabela 1.7 e M_n o menor entre os valores obtidos com as expressões

$$M_n = W_t f_y \quad (6.11a)$$

$$M_n = W_c k f_y \quad (6.11b)$$

onde

k = coeficiente da redução da resistência decorrente da flambagem da alma sob tensões normais de flexão

$$k = 1 - \frac{a_r}{1200 + 300 a_r} \left(\frac{h_c}{t_0} - 5,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \right)$$

sendo a_r a razão entre as áreas da alma e da mesa comprimida (menor ou igual a 10);

h_c o dobro da distância entre o centro geométrico da seção e a face interna da mesa comprimida (ver Fig. 6.8).

A flambagem da alma transfere tensões para a mesa comprimida, reduzindo o momento resistente (Fig. 6.11).

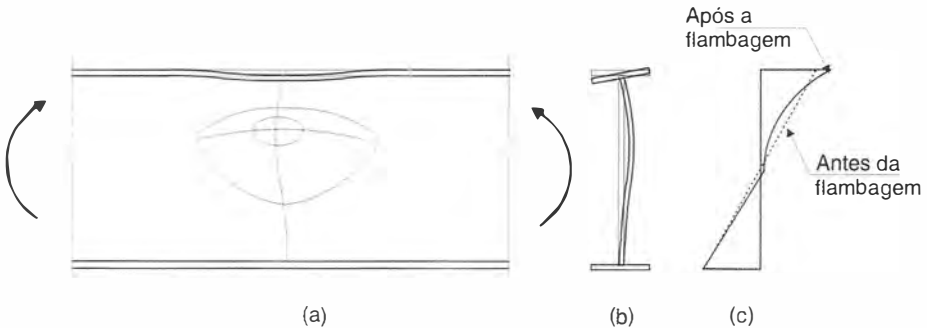


Fig. 6.11 Flambagem local da alma devida ao momento fletor: (a) esquema da viga, com o momento solicitante M ; (b) seção transversal mostrando a alma após a flambagem; (c) diagramas de tensões elásticas antes e depois da flambagem, mostrando a transferência de tensões da alma para a mesa comprimida.

Momento Resistente de Cálculo de Vigas com Alma e Mesa Esbeltas

Nas seções com alma e mesa esbeltas, o momento resistente é calculado com fórmulas que consideram a interação das flambagens locais das duas chapas. As fórmulas para dimensionamento podem ser encontradas no Anexo H da norma NBR 8800.

6.2.3 Resistência à Flexão de Vigas sem Contenção Lateral Contínua. Flambagem Lateral

Conceitos Gerais

O fenômeno da flambagem lateral pode ser entendido a partir da flambagem por flexão de uma coluna. Na viga da Fig. 6.12 a seção composta da mesa superior e de um pequeno trecho da alma funciona como uma coluna entre pontos de apoio lateral, podendo flambar em torno do eixo y . Como a mesa tracionada é estabilizada pelas tensões de tração, ela dificulta o deslocamento lateral (u) da mesa comprimida, de modo que o fenômeno se processa com torção (ϕ) da viga. Sob efeito de torção as seções sofrem rotações acompanhadas de deformações longitudinais, causando o empenamento: uma seção originalmente plana se deforma deixando de ser plana.

Em uma viga, o momento fletor que causa flambagem lateral depende da esbeltez da mesa comprimida no seu próprio plano (a flambagem da mesa no plano da alma é impedida por esta). São de grande importância as disposições construtivas de contenção lateral, de que existem dois tipos bem definidos:

- a) Embebedimento da mesa comprimida em laje de concreto (Fig. 6.13a) ou ligação mesa-laje por meio de conectores (Fig. 6.13b); nesse caso, tem-se contenção lateral contínua (Item 6.2.2).
- b) Apoios laterais discretos (Figs. 6.13c, 6.13d e 6.13e) formados por quadros transversais, treliças de contraventamento etc., com rigidez suficiente; nesse caso, a contenção lateral atua nos pontos de contato da mesa comprimida com os elementos do contraventamento; a distância entre esses pontos de contato constitui o comprimento de flambagem lateral ℓ_b da viga. As vigas e treliças de contraventamento (Figs. 6.13c e 6.13d) precisam estar devidamente ancoradas.

Nos pontos de apoio vertical das vigas, admite-se sempre a existência de contenção lateral, que impede a rotação de torção do perfil.

As vigas sem contenção lateral contínua podem ser divididas em três categorias, dependendo da distância entre os pontos de apoio lateral (Fig. 6.13).

Nas vigas curtas, o efeito de flambagem lateral pode ser desprezado. A viga atinge o momento definido por escoamento ou flambagem local (ver Fig. 6.14).

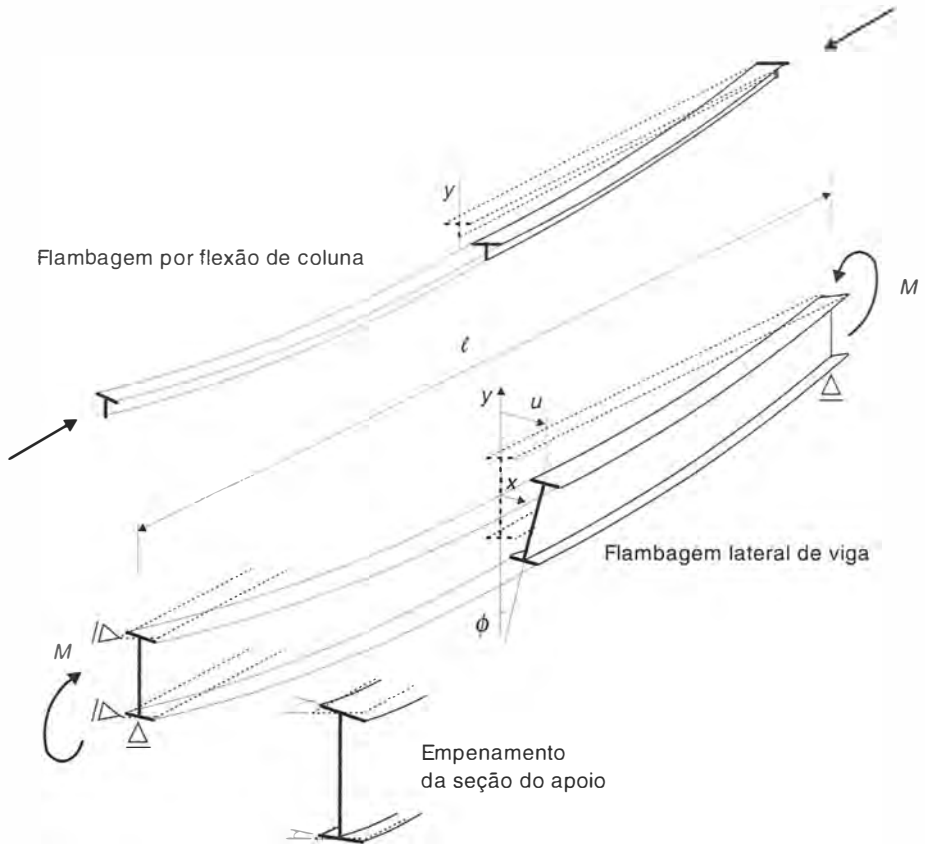


Fig. 6.12 Flambagem lateral de viga biapoiada.

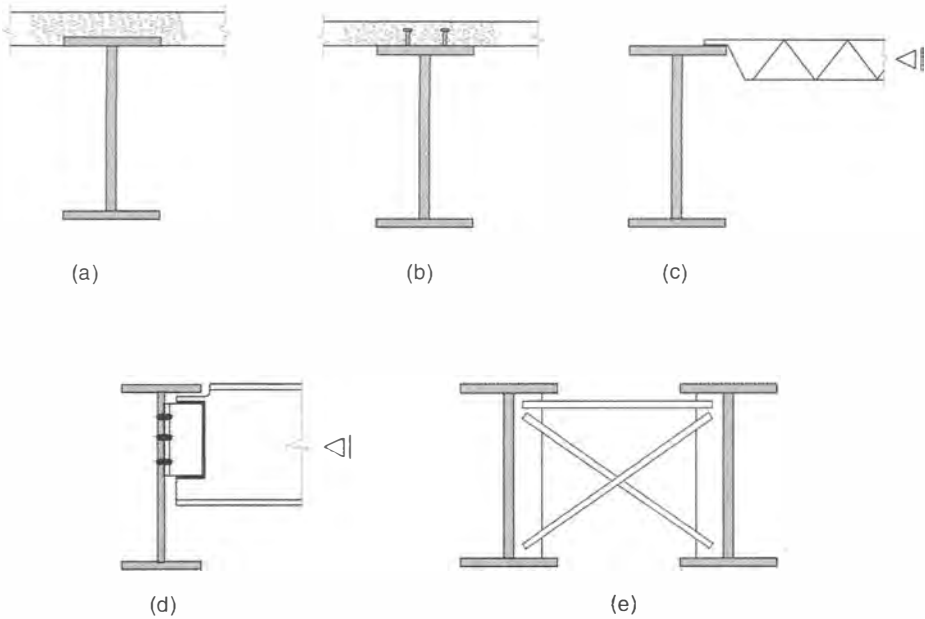


Fig. 6.13 Esquemas de contenção lateral de vigas.

As vigas longas atingem o estado limite de flambagem lateral em regime elástico, com o momento M_{cr} .

As vigas intermediárias apresentam ruptura por flambagem lateral inelástica, a qual é muito influenciada por imperfeições geométricas da peça e pelas tensões residuais embutidas durante o processo de fabricação da viga.

As formulações rigorosas de flambagem lateral são apresentadas em Timoshenko e Gere (1961) e Pfeil (1986).

Flambagem Lateral de Viga Biapoiada com Momento Fletor Constante

O caso fundamental de análise de flambagem lateral elástica encontra-se ilustrado na Fig. 6.12. Trata-se de uma viga I duplamente simétrica, biapoiada com contenção lateral e torcional nos extremos ($u = \phi = 0$) e sujeita a um momento fletor constante no plano da alma (em torno do eixo x). Nos apoios, a viga não tem restrição a empenamento da seção transversal. Neste caso, a solução exata (Timoshenko e Gere, 1961) da equação diferencial de equilíbrio na posição deformada fornece o valor do momento fletor crítico:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{EI_y GJ + \frac{\pi^2}{\ell^2} EI_y EC_w} \quad (6.12)$$

onde:

ℓ = comprimento da viga

I_y = momento de inércia da seção em torno do eixo y

J = constante de torção pura (Saint-Venant)

C_w = constante de empenamento

G = módulo de deformação transversal ou módulo de cisalhamento [Eq. (1.5)].

Para um perfil I ou H duplamente simétrico, as constantes J e C_w são expressas por

$$J = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + h_0 t_0^3) \quad (6.13a)$$

$$C_w = (h - t_f)^2 \frac{I_y}{4} \quad (6.13b)$$

Identificam-se na Eq. (6.12) as rigidezes à flexão lateral (EI_y) e à torção (GJ e EC_w) da viga compondo a resistência à flambagem lateral. Por isso, a flambagem lateral não é, em geral, determinante no dimensionamento de vigas de seção tubular e de vigas I fletidas em torno do eixo de menor inércia, as quais apresentam grande rigidez à torção e à flexão lateral, respectivamente.

Para vigas sujeitas a um momento fletor não uniforme, a força de compressão no flange não é mais constante como no caso fundamental de análise, e o momento crítico é maior do que se a viga estivesse sujeita a um momento uniforme. Esse efeito é considerado através de um fator C_b , multiplicador do lado direito da Eq. (6.12).

Resistência à Flexão de Vigas I com Dois Eixos de Simetria, Fletidas no Plano da Alma

De acordo com a NBR 8800, a resistência à flexão de vigas I duplamente simétricas fletidas no plano da alma é dada por M_n/γ_{a1} [Eq. 6.5], com γ_{a1} dado na Tabela 1.7. O momento resistente nominal depende do comprimento ℓ_b entre dois pontos de contenção lateral. Apresentam-se, a seguir, os limites de cada categoria (ver Fig. 6.14) e as expressões do momento nominal:

a) Viga curta

$$M_n = M_p = Z f_y \quad (6.14)$$

Condições para se obter viga curta

$$\ell_b \leq \ell_{bp} = 1,76 i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.15)$$

($50i_y$, para aço MR250 e $42i_y$, para aço AR350)

sendo i_y = raio de giração em torno do eixo de menor inércia.

b) Viga longa

No caso de viga longa, o momento resistente nominal é o próprio momento crítico da Eq. (6.12), que pode ser escrito em um outro formato:

$$M_n = M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{\ell_b^2} \sqrt{\frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J \ell_b^2}{C_w} \right)} \quad (6.16)$$

onde C_b é o coeficiente que leva em conta o efeito favorável de o momento não ser uniforme no segmento ℓ_b (ver Fig. 6.14) dado por

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3,0 \quad (6.17a)$$

onde M_{\max} é o momento fletor máximo (em valor absoluto) no trecho da viga de comprimento ℓ_b , entre dois pontos de contenção lateral.

M_A , M_B e M_C são momentos fletores (em valor absoluto) no segmento de viga de comprimento ℓ_b , respectivamente nos pontos situados às distâncias de $\ell_b/4$, $\ell_b/2$ e $3 \ell_b/4$ de um dos dois pontos de contenção lateral.

No caso de vigas sujeitas a cargas transversais, a Eq. (6.16) do momento crítico com C_b dado pela Eq. (6.17a) é válida para seção com as duas mesas sem contenção lateral contínua e para cargas aplicadas ao longo do centroide da seção.

As cargas aplicadas ao longo da mesa comprimida têm efeito desestabilizante, reduzindo o valor de C_b da Eq. (6.17a), ao contrário das cargas aplicadas através da mesa tracionada que produzem um aumento no momento fletor crítico (Galambos, 1998).

Em geral, C_b pode ser tomado conservadoramente igual a 1,0, exceto em alguns casos de vigas sem pontos de contenção lateral entre apoios e carregadas transversalmente através da mesa comprimida (AISC, 2005).

Adota-se $C_b = 1$ nos trechos em balanço entre o extremo livre e uma seção com deslocamento lateral e torção restringidos.

Condição para se obter viga longa:

$$\ell_b > \ell_{br} \tag{6.18}$$

onde ℓ_{br} é obtido igualando-se a expressão do momento crítico Eq. (6.16) ao momento M_r , Eq. (6.21), como ilustrado na Fig. 6.14. Tem-se então:

$$\ell_{br} = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{J \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \tag{6.19a}$$

onde $\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J}$

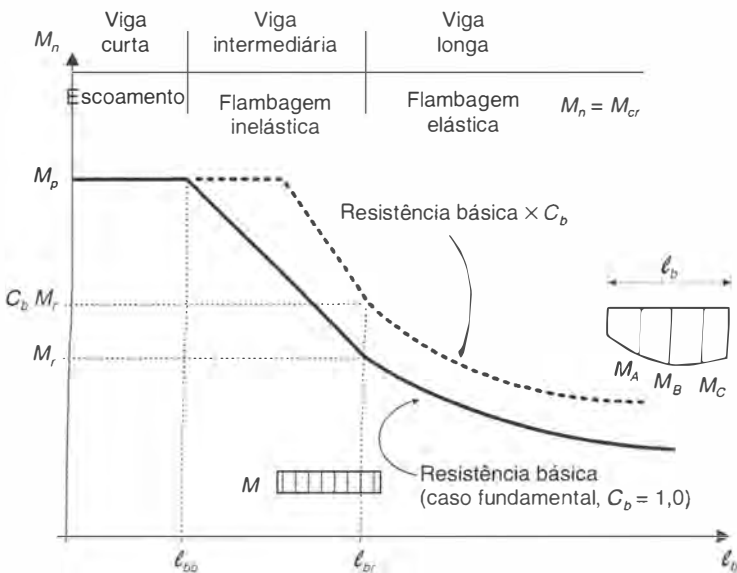


Fig. 6.14 Momento nominal de ruptura de vigas por flambagem lateral. O momento crítico de flambagem elástica (M_{cr}) depende da variação do momento solicitante no segmento ℓ_b , obtendo-se o menor valor para momento constante. No trecho inelástico, a curva é geralmente substituída por uma reta.

c) Viga intermediária

Neste caso, M_n é obtido com interpolação entre M_p e M_r .

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \frac{\ell_b - \ell_{bp}}{\ell_{br} - \ell_{bp}} \right] < M_p \quad (6.20)$$

com

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) \quad (6.21)$$

σ_r = tensão residual, considerada igual a 30% da tensão de escoamento do aço utilizado.

Condições para se obter viga intermediária:

$$\ell_{bp} < \ell_b < \ell_{br} \quad (6.22)$$

A Fig. 6.15 mostra curvas de momento nominal adimensional M_n/M_p em função da esbeltez lateral de vigas formadas por perfis fabricados da série VS, sendo M_{cr} calculado com a Eq. (6.16).

Em vigas sem contenção lateral contínua, com seções compactas, o momento resistente nominal será obtido com uma das Eqs. (6.13), (6.16) ou (6.20), dependendo do comprimento ℓ_b . Se a seção for semicompacta, M_n será o menor valor entre aquele obtido para flambagem lateral e para flambagem local da alma ou da mesa Eq. (6.7). Para perfil de mesa esbelta, mas com a alma atendendo ao limite para seção semicompacta, o momento nominal também será o menor entre aquele obtido para flambagem lateral e para flambagem local. Finalmente, se a seção tiver chapa de alma esbelta, devem ser seguidas as prescrições do Anexo H da norma NBR 8800.

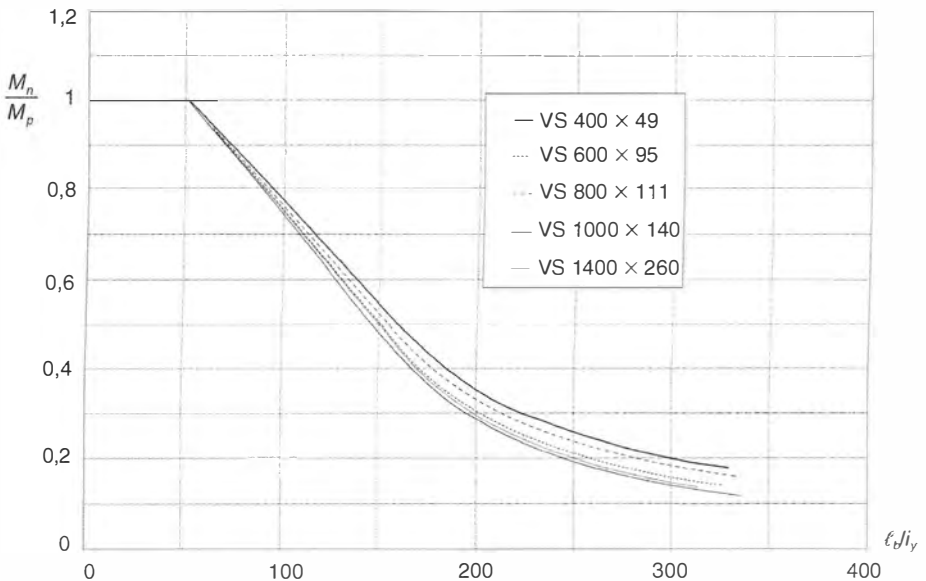


Fig. 6.15 Momento nominal resistente [Eq. (6.16)] de alguns perfis soldados para vigas em função do comprimento ℓ_b sem contenção lateral de acordo com a NBR 8800, porém considerando $\sigma_r = 115$ MPa.

Resistência à Flexão de Vigas I com Um Eixo de Simetria Fletidas no Plano da Alma

De acordo com a NBR 8800, a resistência à flexão de vigas I com um eixo de simetria (Fig. 6.16) fletidas no plano da alma é dada por M_n/γ_{at} . O momento resistente nominal depende do comprimento sem contenção lateral ℓ_b . Apresentam-se a seguir os limites de cada categoria (ver Fig. 6.14) e as expressões de momento nominal.

a) Viga curta

$$M_n = M_p = Z f_y \quad (6.23)$$

Condições para se obter viga curta

$$\ell_b < \ell_{br} = 1,76 i_w \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.24)$$

onde i_w é o raio de giração, em torno do eixo y , da seção T formada pela mesa comprimida e parcela comprimida da alma, em regime elástico.

b) Viga longa

O momento crítico é dado por

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 E I_y}{\ell_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2}\right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0,039 \frac{J}{C_w} \ell_b^2\right)} \right] \quad (6.25)$$

onde

$$C_b = \frac{12,5 M_{\max}}{2,5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} R_m \quad (6.17b)$$

onde

$$R_m = \frac{1}{2} + 2 \left(\frac{I_{fc}}{I_y} \right)^2 \text{ é aplicável a vigas sujeitas à curvatura reversa no trecho considerado,}$$

e_{fc} = posição do centro de cisalhamento em relação ao centroide da seção (positivo no sentido da mesa comprimida),

I_{fc} = momento de inércia, em torno do eixo y , da mesa comprimida

Com a notação da Fig. 6.16, o coeficiente de monossimetria β_x pode ser escrito simplificadamente como em Galambos (1998):

$$\beta_x = 0,9 d' \left(\frac{2 I_{fc}}{I_y} - 1 \right) \left[1 - \left(\frac{I_y}{I_x} \right)^2 \right] \quad (6.26a)$$

ou ainda como (NBR 8800)

$$\beta_x = 0,9 d' \frac{(\alpha_y - 1)}{\alpha_y + 1} \quad \text{com } \alpha_y = \frac{I_{fc}}{I_y} \quad (6.26b)$$

e a constante de empenamento C_w , como

$$C_w = \frac{d'^2 I_{fc} (I_y - I_{fc})}{I_y} \quad (6.27)$$

onde d' é a distância entre os centros das mesas, e I_{fc} é o momento de inércia, em torno do eixo y , da mesa tracionada.

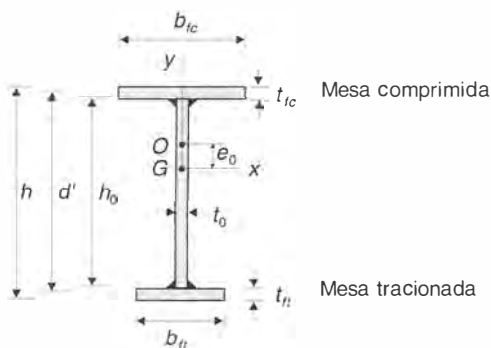


Fig. 6.16 Notação utilizada para o cálculo do momento crítico de flambagem lateral em perfil I com um eixo de simetria (eixo y).

c) Viga intermediária

Neste caso, M_n é obtido por interpolação linear entre M_p e M_r , com a Eq. (6.20) sendo

$$M_r = W_c (f_y - \sigma_r) \leq W_t f_y \quad (6.28)$$

onde W_c e W_t são os módulos elásticos da seção referidos às fibras mais comprimida e mais tracionada, respectivamente, para flexão em torno do eixo x .

Condições para se obter viga intermediária

$$\ell_{bp} < \ell_b < \ell_{br} \quad (6.22)$$

onde ℓ_{br} é o comprimento sem contenção lateral para o qual $M_{cr} = M_r$, dado por

$$\ell_{br} = \frac{1,38 \sqrt{I_y J}}{J \beta_1} \sqrt{\beta_2 + \sqrt{\beta_2^2 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}} \quad (6.19b)$$

onde

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W_c}{E J}$$

$$\beta_2 = \frac{2,6 \beta_x (f_y - \sigma_r) W_c}{E J} + 1$$

6.2.4 Vigas Sujetas à Flexão Assimétrica

Na viga em flexão reta, o plano de atuação do momento fletor coincide com um dos planos principais de inércia da seção e este plano torna-se o plano da flexão. A flexão assimétrica se dá nos casos em que a linha de ação das cargas é inclinada em relação aos eixos principais de inércia (Fig. 6.17). As cargas podem ser decompostas segundo os eixos principais de inércia, sendo as tensões normais e deslocamentos determinados por superposição das duas flexões retas (Timonshenko e Gere, 1994). Resulta que o plano de flexão não coincide com o plano de atuação do momento fletor.

Exemplos práticos de flexão assimétrica ocorrem em terças de telhado sob ação de cargas gravitacionais (ver detalhe na Fig. 1.33b) e em vigas de apoio de pontes rolantes em galpões industriais.

A verificação de vigas no estado limite último em flexão assimétrica é feita com a interação linear de esforços ilustrada na Fig. 6.17c e expressa pela Eq. (6.29) [ver página seguinte].

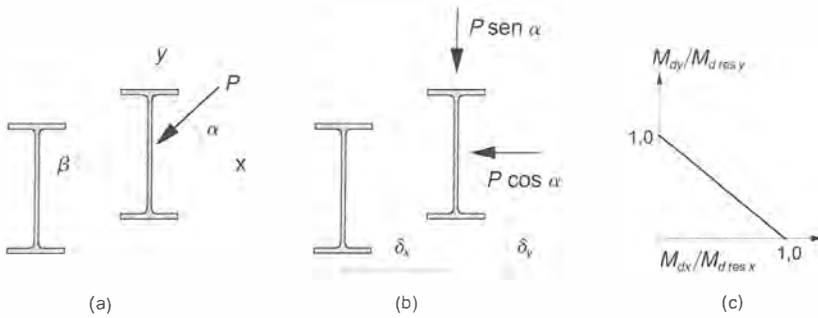


Figura 6.17 Decomposição da flexão assimétrica em duas flexões retas.

$$\frac{M_{dx}}{M_{d\text{res } x}} + \frac{M_{dy}}{M_{d\text{res } y}} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

onde M_{dx} e M_{dy} são os momentos fletores solicitantes e $M_{d\text{res } x}$ e $M_{d\text{res } y}$ são os momentos resistentes em torno dos eixos x e y , respectivamente dados pela Eq. (6.5), considerando-se os estados limites apropriados.

6.2.5 Vigas Contínuas

A ductilidade dos aços permite a redistribuição de esforços em estruturas estaticamente indeterminadas de tal maneira que, quando uma seção esgota sua capacidade resistente, outros segmentos da estrutura podem absorver acréscimos de esforços. A consideração da redistribuição de esforços é feita através de métodos de análise inelástica (Cap. 11).

No caso de vigas contínuas de seção compacta e que têm suficiente contenção lateral para não desenvolver flambagem lateral, pode-se aplicar um critério simplificado (AISC, 2005) de redistribuição que consiste em dimensionar as seções dos apoios intermediários para 0,9 vez o momento fletor negativo calculado por análise elástica. Essa redistribuição só é permitida para cargas permanentes. A seção de momento fletor positivo deve ter seu valor de momento acrescido de 0,1 vez a média dos momentos negativos originais dos apoios adjacentes.

Para permitir o uso deste critério simplificado, as vigas I devem atender à seguinte restrição no comprimento sem contenção lateral

$$\ell_b \leq \left[0,12 + 0,076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{f_y} \right) i_y \quad (6.30)$$

onde M_1/M_2 é a razão entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo nas extremidades do comprimento ℓ_b , tomada positiva para curvatura reversa e negativa para curvatura simples.

6.3 | DIMENSIONAMENTO DA ALMA DAS VIGAS

6.3.1 Conceitos

As almas das vigas metálicas servem principalmente para ligar as mesas e absorver os esforços cortantes. Por razões econômicas, procura-se concentrar massas nas mesas para obter maior inércia, reduzindo-se a espessura da alma.

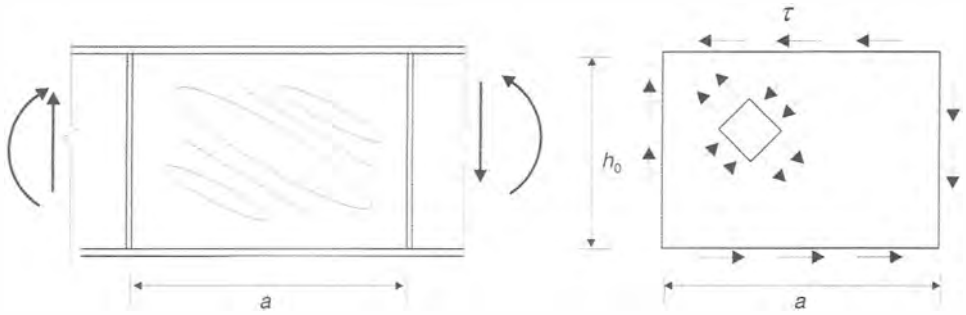


Fig. 6.18 Flambagem por cisalhamento da alma em um painel entre dois enrijecedores transversais: (a) modo de flambagem elástica; (b) tensões cisalhantes τ aplicadas no painel e tensões em um elemento a 45° .

A alma das vigas é dimensionada basicamente para a condição de flambagem sob ação de tensões cisalhantes.

Nos perfis laminados, as almas são pouco esbeltas (h_0/t_0 moderado), tendo geralmente resistência à flambagem suficiente para atender aos esforços solicitantes, de modo que a resistência é determinada pelo escoamento a cisalhamento do material ($f_v \cong 0,6f_y$).

Nos perfis fabricados, as almas são geralmente mais esbeltas (h_0/t_0 elevado), de modo que a resistência da viga fica limitada pela flambagem da alma. Nestes casos, para aumentar a resistência à flambagem, utilizam-se enrijecedores transversais, que dividem a alma em painéis retangulares (ver Figs. 6.4 e 6.18).

A tensão crítica de flambagem local elástica por cisalhamento de um painel de alma é dada por Timoshenko e Gere (1961):

$$\tau_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(h_0/t_0)^2} = 0,904 \frac{k E}{(h_0/t_0)^2} \quad (6.31)$$

onde k é o fator que considera as condições de contorno da placa, e é uma função do espaçamento a entre enrijecedores transversais.

A flambagem da alma sob tensões normais de flexão no seu próprio plano foi tratada na Seção 6.2 (Flambagem local da alma).

6.3.2 Tensões de Cisalhamento Provocadas por Esforço Cortante

As tensões de cisalhamento τ , em peças de altura constante solicitadas por esforço cortante V , são dadas pela conhecida fórmula da Resistência dos Materiais [Gere e Timoshenko, (1994)]:

$$\tau = \frac{VS}{tI} \quad (6.32)$$

onde

t = espessura da chapa no ponto onde se mede a tensão;

S = momento estático referido ao centro de gravidade da seção bruta, da parte da área da seção entre a borda e o ponto onde se mede a tensão;

I = momento de inércia da seção bruta, referido ao centro de gravidade respectivo.

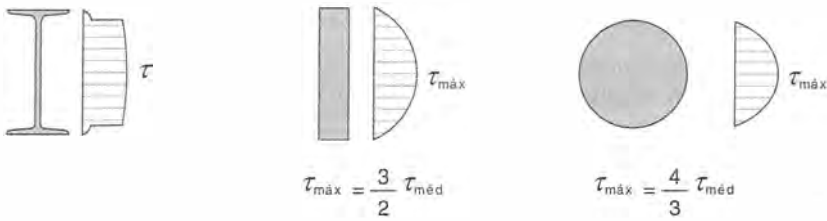


Fig. 6.19 Distribuição de tensões de cisalhamento em seções I, retangulares e circulares.

No caso particular de perfil I, simples ou composto, a aplicação da Eq. (6.32) mostra que quase a totalidade do esforço cortante é absorvida pela alma com tensões variando pouco ao longo da alma (Fig. 6.19).

Para o cálculo das tensões solicitantes de cisalhamento no estado limite de projeto, utiliza-se a relação:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_v} \quad (6.33)$$

onde

V_d = esforço de cisalhamento solicitante de cálculo;

A_v = área efetiva de cisalhamento, dada por: $h_w t_w$ em perfis de Seção I (ver Fig. 6.8); $2/3 A_g$ em perfis de seção retangular cheia; $3/4 A_g$ em perfis de seção circular cheia; $1/2 A_g$ em perfis tubulares de seção circular.

6.3.3 Vigas I com Um ou Dois Eixos de Simetria, sem Enrijecedores Transversais Intermediários, Fletidas no Plano da Alma

Vigas I com Valores Moderados de h_w/t_w

Para vigas I com alma pouco esbelta (valores baixos de h_w/t_w), a flambagem da alma por cisalhamento não é determinante (o material entra em escoamento para cargas inferiores à carga crítica de flambagem). Os valores limites de h_w/t_w para esta categoria de almas são dados pela expressão:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.34)$$

(69,6 para aço MR250 e 58,8 para aço AR350), sendo h_w a altura da alma, tomada igual à distância h_0 entre as faces internas das mesas em perfis soldados, e igual $(h_0 - 2r)$ nos perfis laminados (ver Fig. 6.8).

O esforço cortante resistente de projeto para vigas atendendo à Eq. (6.34) é dado por (ver Item 1.5.3):

$$V_{dres} = A_w (0,6 f_y) / \gamma_{al}, \quad \text{com } \gamma_{al} \text{ dado na Tabela 1.7} \quad (6.35)$$

onde A_w é tomada igual a $h t_w$ (ver Fig. 6.8), sendo h a altura total da seção.

Os perfis laminados, em geral, e os perfis soldados de pequena altura têm relações h_w/t_w atendendo à Eq. (6.34), de modo que a flambagem da alma por cisalhamento não é determinante no dimensionamento desses perfis, nos quais podem ser dispensados os enrijecedores transversais intermediários.

Vigas I com Valores Elevados de h_w/t_0

Em vigas I com valores h_w/t_0 superiores ao limite da Eq. (6.34), a resistência ao cisalhamento é reduzida por efeito de flambagem da alma. Esse fato é levado em conta multiplicando-se a Eq. (6.35) por um coeficiente de redução C_v .

Em vigas I com valores h_w/t_0 superiores ao limite da Eq. (6.34), podem-se ainda dispensar os enrijecedores transversais intermediários nos trechos onde o esforço solicitante V_d for inferior ao esforço resistente de cálculo, dado pela expressão:

$$V_{dres} = A_w(0,6 f_y) C_v / \gamma_{a1}, \quad \text{com } \gamma_{a1} \text{ dado na Tabela 1.7} \tag{6.36}$$

Para valores de h_w/t_0 maiores que $3,06 \sqrt{E/f_y}$, o coeficiente C_v é a razão entre a tensão crítica de flambagem elástica [τ_{cr} , Eq. (6.31)] e a tensão de escoamento a cisalhamento (f_y)

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{f_y} \approx \frac{\tau_{cr}}{0,6 f_y} \tag{6.37}$$

Para valores de h_w/t_0 superiores ao limite, Eq. (6.34), porém inferiores a $3,06 \sqrt{E/f_y}$, o coeficiente C_v traduz uma transição linear entre a resistência à flambagem elástica e a resistência ao escoamento por cisalhamento.

Nas vigas I sem enrijecedores intermediários, o coeficiente C_v pode ser obtido com as seguintes expressões:

Flambagem elástica

$$\text{Para } \frac{h_w}{t_0} > 3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{7,50E}{f_y (h_w/t_0)^2} \tag{6.38a}$$

Flambagem inelástica

$$\text{Para } 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_0} \leq 3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{2,46}{h_w/t_0} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \tag{6.38b}$$

Para $C_v = 1$, a Eq. (6.38b) transforma-se na Eq. (6.34); a Eq. (6.36) transforma-se na Eq. (6.35).

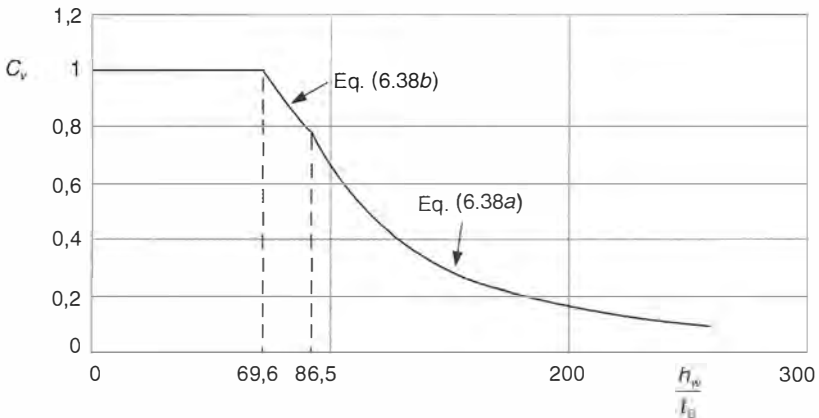


Fig. 6.20 Resistência nominal adimensional ao cisalhamento de vigas sem enrijecedores transversais intermediários em aço MR250.

As Eqs. (6.38a) e (6.38b) podem ser obtidas da Eq. (6.40), fazendo-se $a = \infty$, onde a é a distância entre enrijecedores intermediários.

A Fig. 6.20 ilustra o critério de cálculo da resistência nominal ao cisalhamento, função da esbeltez da alma, para vigas sem enrijecedores transversais.

Exemplo 6.3.1

Calcular a relação h_w/t_0 de algumas seções de alma mais esbelta nos perfis I laminados e perfis soldados VS e determinar se estão sujeitas à flambagem por cisalhamento da alma. Admitir aço MR250.

Perfis Laminados	h_w/t_0	Perfis soldados	h_w/t_0
W 200 × 15	39	VS550 × 64	84
W 310 × 21	53	VS1000 × 140	122
W 360 × 32,9	53	VS1200 × 200	123
W 410 × 38,8	56	VS1500 × 27	117
W 610 × 101	52		

Verifica-se que os perfis laminados não estão sujeitos à flambagem por cisalhamento da alma ($h_w/t_0 < 69,6$), ao contrário de alguns perfis soldados de série VS.

Limite Superior da Relação h_w/t_0 em Vigas sem Enrijecedores

Em vigas soldadas ($h_w = h_0$) com alma extremamente esbelta pode ocorrer a flambagem, no plano vertical, da mesa comprimida pelo momento fletor, conforme ilustrado na Fig. 6.21. O limite superior de h_w/t_0 , correspondente a essa condição, é dado pela equação, com tensões MPa:

$$\left(\frac{h_w}{t_0}\right)_{\text{máx}} = \frac{0,48E}{\sqrt{f_v(f_y + \sigma_r)}} \approx \frac{0,42E}{f_v} \quad (6.39a)$$

onde σ_r é a tensão residual tomada igual a $0,3 f_y$.

Praticamente, a relação h_w/t_0 de vigas sem enrijecedores transversais intermediários é limitada ao seguinte valor (NBR 8800):

$$h_w/t_0 \leq 260 \quad (6.39b)$$

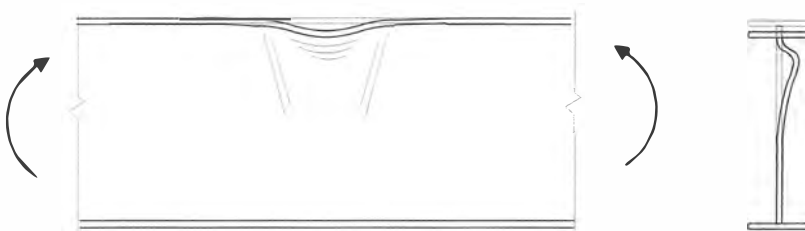


Fig. 6.21 Flambagem no plano vertical da mesa comprimida pelo momento fletor.

6.3.4 Vigas I com Um ou Dois Eixos de Simetria, com Enrijecedores Intermediários Transversais, Fletidas no Plano da Alma

Vigas I sem Efeito de Flambagem por Cisalhamento da Alma

Nas vigas I sem efeito de flambagem da alma ($C_v > 1$), o esforço cortante resistente de cálculo é dado pela Eq. (6.35):

$$V_{dres} = A_w(0,6f_y)/\gamma_{af} \quad (6.35)$$

Para vigas com enrijecedores intermediários, o valor limite da razão h_w/t_0 nesta condição é dado por (AISC, NBR 8800):

$$\frac{h_w}{t_0} < \lambda_p \quad (6.40)$$

onde

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{kE}{f_y}}$$

$$k = 5,0 \text{ para } a/h_w \geq 3 \text{ ou } a/h_w > \left(\frac{260}{h_w/t_0}\right)^2$$

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h_w)^2} \text{ para todos os outros casos}$$

a = distância entre enrijecedores intermediários

Vigas I com Efeito de Flambagem por Cisalhamento da Alma

Nas vigas I com efeito de flambagem da alma, o esforço cortante resistente de cálculo é dado pela Eq. (6.36):

$$V_{dres} = A_w(0,6f_y)C_v/\gamma_{af} \quad (6.36)$$

Nas vigas I com enrijecedores intermediários, o coeficiente C_v pode ser obtido com as equações seguintes:

$$\text{Para } \lambda_p \leq \frac{h_w}{t_0} < \lambda_r, \quad C_v = \frac{\lambda_p}{h_w/t_0} \quad (6.41a)$$

$$\text{Para } \frac{h_w}{t_0} > \lambda_r, \quad C_v = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{h_w/t_0}\right)^2 \quad (6.41b)$$

onde

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{kE}{f_y}}$$

Após a flambagem por cisalhamento em vigas com enrijecedores transversais intermediários, a alma transforma-se em um sistema treliçado com diagonais tracionadas, denominado *campo de tração*. Este mecanismo fornece um acréscimo no esforço cortante resistente que pode ser estimado conforme a norma AISC (2005).

Limite Superior da Relação h_w/t_0 em Vigas com Enrijecedores Transversais

Nas vigas com enrijecedores transversais intermediários, os valores máximos de h_w/t_0 adotados nos projetos são:

$$h_w/t_0 \leq 11,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \text{ para } a/h_w \leq 1,5 \quad (6.42a)$$

(331 para MR250; 280 para AR350)

$$h_w/t_0 < (h_w/t_0)_{\text{máx}} \text{ da (Eq. 6.39a) para } a/h_w > 1,5 \quad (6.42b)$$

6.3.5 Dimensionamento dos Enrijecedores Transversais Intermediários

Os enrijecedores transversais intermediários podem ser dispensados nas vigas com h_w/t_0 inferior ao limite da Eq. (6.34); e ainda quando $h_w/t_0 < 260$ e o esforço cortante solicitante V_d for menor que $V_{d\text{res}}$ dado pela Eq. (6.36). Se essas condições não forem atendidas, os enrijecedores deverão ser colocados.

Os enrijecedores transversais intermediários são, em geral, constituídos de chapas soldadas na alma (Fig. 6.4). Eles podem ser colocados em pares, um de cada lado da alma, ou de um só lado da alma. Além de dividir a alma em painéis, eles servem também de apoio transversal para a mesa comprimida, melhorando a resistência à torção; para isso a superfície de contato com a mesa comprimida deve ser soldada. No lado tracionado não há necessidade de contato do enrijecedor com a mesa, podendo-se parar a chapa do enrijecedor de modo que o cordão de solda alma-enrijecedor fique a uma distância da solda alma-mesa tracionada entre quatro e seis vezes a espessura t_0 da alma (ver Fig. 6.4c).

As relações b/t dos elementos constituintes dos enrijecedores não devem ultrapassar os valores limites b/t da Tabela 5.2, Grupo 4, a fim de eliminar o efeito da flambagem local. Para aço MR250, $b/t < 15.8$.

O enrijecedor intermediário deve ter rigidez suficiente para conter a deformação de flambagem da alma, de modo que a segurança em relação à flambagem por cisalhamento da alma possa ser determinada em painéis separados. Utilizam-se para esse fim fórmulas empíricas.

Segundo as normas AISC e NBR 8800, o momento de inércia da seção do enrijecedor singelo ou de um par de enrijecedores (um de cada lado da alma), em relação ao eixo no plano médio da alma, deve atender à relação:

$$I \geq a t_0^3 \left[\frac{2,5}{(a/h_w)^2} - 2 \right] \geq 0,5 a t_0^3 \quad (6.43)$$

onde

I = momento de inércia do enrijecedor unilateral ou de um par de enrijecedores, um de cada lado da alma, tomado em relação ao plano médio da alma;

a = espaçamento entre enrijecedores intermediários.

Para maior eficiência, o espaçamento entre enrijecedores deverá atender às condições:

$$\frac{a}{h_w} \leq \left(\frac{260}{h_w/t_0} \right)^2 \quad \frac{a}{h_w} \leq 3 \quad (6.44)$$

Com espaçamento escolhido, deverá ser verificada a condição de resistência $V_d \leq V_{d\text{res}}$ dada pela Eq. (6.36), sendo C_v obtido com a Eq. (6.41).

6.3.6 Resistência e Estabilidade da Alma sob Ação de Cargas Concentradas

Em vigas sujeitas a cargas concentradas em regiões de alma não enrijecida podem ocorrer os seguintes tipos de ruptura da alma por compressão transversal devido à ação de cargas concentradas, conforme Fig. 6.22:

- Escoamento local da alma;
- Enrugamento da alma com flambagem localizada (Roberts, 1981);
- Flambagem da alma com ou sem deslocamento lateral da mesa tracionada;
- Flambagem da alma por compressão transversal.

Para cada um destes estados limites, decorrentes da ação de cargas concentradas simples (em uma mesa) ou aos pares (em duas mesas), é exigida a colocação de enrijecedores transversais de apoio (Fig. 6.4e) se a resistência necessária exceder os valores obtidos com as equações descritas a seguir. Além disso, deve-se verificar a flexão transversal da mesa em função da largura de distribuição da carga aplicada na mesa.

A flambagem da alma por compressão transversal com deslocamento lateral da mesa tracionada (Fig. 6.22c) ocorre para vigas com mesa estreita quando, no ponto de aplicação de uma carga concentrada simples (só na mesa comprimida), não está impedido o deslocamento lateral relativo entre as mesas.

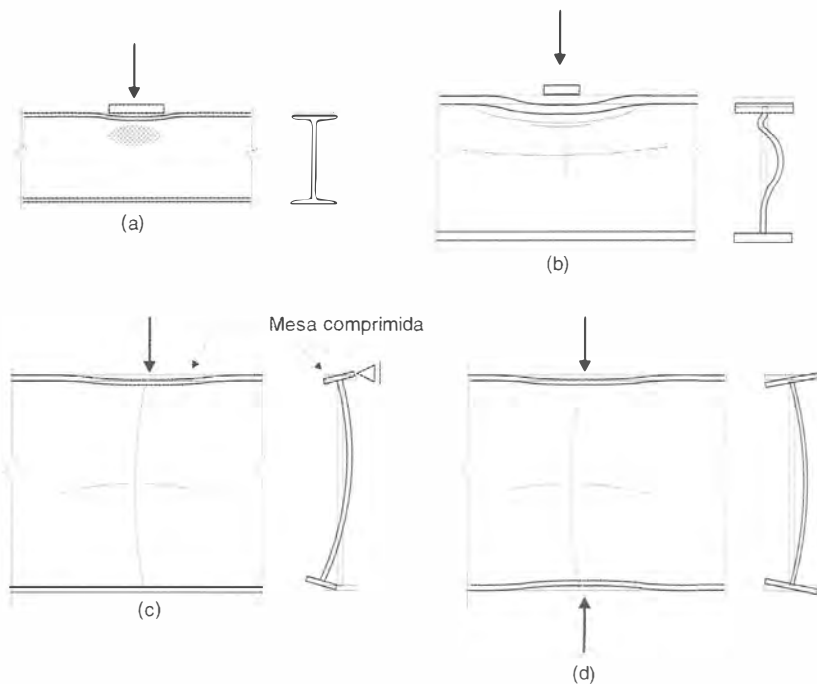


Fig. 6.22 Tipos de ruptura da alma sem enrijecedores intermediários em viga sujeita à carga transversal concentrada: (a) escoamento local da alma; (b) enrugamento da alma com flambagem localizada; (c) flambagem da alma com deslocamento lateral da mesa tracionada; (d) flambagem da alma por compressão transversal.

Por outro lado, esse tipo de colapso não ocorre nas seguintes condições:

$$-\frac{h_w/t_0}{\ell/b_f} > 2,3 \text{ quando a rotação da mesa carregada for impedida}$$

$$-\frac{h_w/t_0}{\ell/b_f} > 1,7 \text{ quando a rotação da mesa carregada não for impedida (Fig. 6.22c).}$$

onde ℓ é o maior dentre os comprimentos sem contenção lateral das duas mesas na vizinhança da seção carregada.

O cálculo da resistência neste caso pode ser encontrado na norma brasileira NBR 8800.

Flexão Local da Mesa

Uma força concentrada F aplicada sobre a largura b_f da mesa de um perfil I ou H é transferida para a alma por meio da flexão localizada da mesa. A resistência à flexão da mesa é dada em termos de força resistente de projeto por (NBR 8800, AISC):

$$R_{d\text{res}} = \frac{6,25 t_f^2 f_y}{\gamma_{a1}} \quad (6.45)$$

a qual deve ser maior que a força F_d solicitante de projeto. Caso contrário, devem ser colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma na seção de aplicação da carga.

A força resistente da Eq. (6.45) é reduzida à metade, no caso em que a força é aplicada em uma seção cuja distância ao extremo da viga seja menor do que $10 t_f$.

Tradicionalmente esta verificação só é requerida para o caso de forças que tracionam a alma apesar da flexão da mesa também ocorrer para forças compressivas.

Escoamento Local da Alma

Nos pontos de aplicação de cargas concentradas, em seções sem enrijecedores, verifica-se a compressão ou tração transversal da alma, que pode provocar o escoamento da mesma (Fig. 6.22a).

De acordo com a norma NBR 8800, a resistência é dada por:

$$R_{d\text{res}} = \frac{1,10}{\gamma_{a1}} R_n = \frac{1,10}{\gamma_{a1}} \ell_a t_0 f_y \quad (6.46)$$

onde ℓ_a = extensão da alma carregada, admitindo distribuição das tensões com um gradiente de 2.5:1 (ver Fig. 6.23).

Para cargas intermediárias ($\ell > h$), tem-se

$$R_n = (5c + a') f_y t_0 \quad (6.47a)$$

E para cargas de extremidade ($\ell < h$)

$$R_n = (2,5c + a') f_y t_0 \quad (6.47b)$$

onde

a' = comprimento de apoio da carga concentrada;

c = espessura da mesa carregada mais o lado do filete em perfis soldados e a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados.

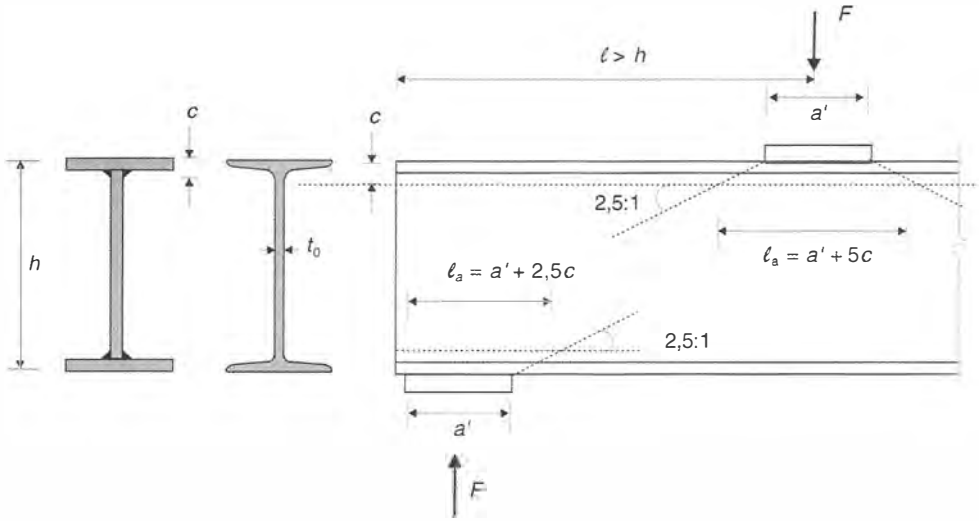


Fig. 6.23 Resistência a escoamento local de alma sem enrijecedores de apoio.

Se a resistência necessária exceder R_{dres} , deve-se prover um par de enrijecedores transversais no ponto de aplicação da carga. Esses enrijecedores devem se estender, pelo menos, até a metade da altura da alma e ter ajuste para contato perfeito com a mesa carregada ou a ela devem ser soldados.

Enrugamento da Alma

Em trechos não enrijecidos de almas de vigas, sujeitas a cargas concentradas produzindo compressão transversal, a resistência ao enrugamento da alma com flambagem localizada (*web crippling*) é dada, de acordo com a norma brasileira NBR 8800, por:

$$R_{divs} = \frac{0,825}{\gamma_{a1}} R_n \quad (6.48)$$

com R_n determinada com a equação:

$$R_n = K t_0^2 \left[1 + 3 \frac{a'}{h} \left(\frac{t_0}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{E f_y \frac{t_f}{t_0}} \quad (6.49a)$$

sendo:

- $K = 0,80$ para cargas intermediárias, quando aplicadas a uma distância da extremidade da viga maior que $h/2$;
- $K = 0,40$ para cargas de extremidade, quando aplicadas a uma distância menor que $h/2$ do extremo da viga.

Para cargas de extremidade, a Eq. (6.49a) é válida para $a'/h \leq 0,2$. Contrário, utiliza-se a expressão:

$$R_n = 0,40 t_0^2 \left[1 + \left(4 \frac{a'}{h} - 0,2 \right) \left(\frac{t_0}{t_f} \right)^{1,5} \right] \sqrt{E f_y \frac{t_f}{t_0}} \quad (6.49b)$$

Quando a força solicitante de projeto exceder $R_{d, res}$, Eq. (6.48), deve-se prover um enrijecedor transversal ou um par de enrijecedores transversais que se estendem, pelo menos, até a metade da altura da alma.

Flambagem da Alma sob Ação de Cargas Concentradas nas Duas Mesas

No caso de cargas de compressão transversal aplicadas em ambas as mesas na mesma seção de um elemento, a alma deve ter sua esbelteza limitada de modo a evitar a flambagem.

Em trechos não enrijecidos de almas sujeitas à compressão transversal por cargas concentradas nas duas mesas (Fig. 6.22*d*), a resistência de projeto vale R_n/γ_{a1} ; o valor de R_n é dado por:

$$R_n = \frac{24 t_0^3}{h_w} \sqrt{E/f_y} \quad (6.50)$$

onde

h_w = altura da alma, exclusive trechos de transição das mesas para a alma (ver Fig. 6.8).

Quando o par de cargas concentradas for aplicado a uma distância da extremidade da viga menor que $h/2$, a resistência deve ser reduzida em 50%.

6.3.7 Enrijecedores de Apoio

Os enrijecedores de apoio devem ser empregados sempre que a carga solicitante de compressão transversal da alma ultrapassar a resistência em algum dos estados limites descritos no Item 6.3.6. Em tais casos, os enrijecedores de apoio, além de impedir o escoamento, o enrugamento e a flambagem da alma, têm a função de transferir para a alma as cargas concentradas aplicadas nas mesas; geralmente, essas cargas são as reações de apoio das vigas.

Os enrijecedores de apoio devem ser soldados à alma. Eles devem estender-se pelo menos até a metade da altura da alma (enrijecedores de altura parcial), para evitar os estados limites de escoamento local e enrugamento da alma, e devem ser de altura total e estender-se até aproximadamente as bordas longitudinais das mesas, nos casos em que não são atendidas as condições de segurança dos estados limites de flambagem da alma, ilustrados nas Figs. 6.22*c* e 6.22*d*. O apoio da mesa carregada sobre o enrijecedor pode ser feito por contato ou por solda.

Utilizam-se também enrijecedores de apoio de altura total em extremidades das vigas de edifícios nas quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou pilares.

Os enrijecedores de apoio de altura total são dimensionados como colunas sujeitas à flambagem por flexão em relação a um eixo no plano da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelas chapas dos enrijecedores mais uma faixa da alma da largura $12t_0$ nos enrijecedores de extremidade ou $25t_0$ nos enrijecedores em seção intermediária (ver Fig. Probl. 6.5.10). O comprimento efetivo de flambagem do enrijecedor será de $0,75h_0$.

Para evitar a flambagem local do enrijecedor, recomenda-se que a relação largura-espessura do mesmo não exceda $0,56 \sqrt{E/f_y}$ (ver Tabela 5.2).

No caso de superfícies usinadas, a seção de contato do enrijecedor com a mesa onde atua a carga será verificada a esmagamento local, considerando-se a resistência de projeto dada por:

$$R_{d, res} = A_c (1,8 f_y) / \gamma_{a2} \quad (6.51)$$

onde A_c = área de contato do enrijecedor com a mesa carregada.

6.3.8 Contenção Lateral das Vigas nos Apoios

Nos pontos de apoio, as vigas laminadas ou fabricadas deverão ter contenção lateral que impeça a rotação da viga em torno do eixo longitudinal. Essa contenção é necessária para impedir o

tombamento da viga ou, no caso de vigas esbeltas, o colapso por deslocamento transversal relativo das mesas.

6.4 | LIMITAÇÃO DE DEFORMAÇÕES

A limitação de flechas provocadas pelas cargas permanentes tem a finalidade de evitar deformações pouco estéticas. As flechas permanentes exageradas produzem uma sensação intuitiva de insegurança, além de causar danos a elementos não estruturais como paredes ou divisórias. Por outro lado, os efeitos dos deslocamentos devidos à carga permanente podem ser minorados com a aplicação de uma contraflecha na fabricação ou montagem da estrutura. As flechas produzidas por cargas móveis são também limitadas com a finalidade de evitar efeitos vibratórios desagradáveis para os usuários.

A norma brasileira NBR 8800 limita as flechas globais produzidas pela carga permanente mais a carga móvel sem impacto (ver Tabela 1.8).

6.5 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

6.5.1 Comparar os momentos resistentes de projeto de uma viga de perfil laminado W530 × 85,0 com uma viga soldada VS 500 × 86, de mesmo peso próprio aproximadamente, supondo as vigas contidas lateralmente. Aço MR250.

Solução

a) Viga laminada W530 × 85,0 (Tabela A6.8, Anexo A)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{166}{2 \times 16,5} = 5,0 \quad \frac{h_w}{t_0} = \frac{478}{10,3} = 46,4$$

A seção é compacta.

$$M_{dres} = Z f_y / \gamma_{a1} = 2100 \times 25 / 1,10 = 47.727 \text{ kNcm} = 477,3 \text{ kNm}$$

b) Viga soldada VS 500 × 86 (Tabela A8.3, Anexo A)

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{250}{2 \times 16} = 7,8 \quad \frac{h_w}{t_0} = \frac{468}{6,3} = 74$$

A seção é compacta.

$$Z = 2 \times 25 \times 1,6 \times 24,2 + 2 \times 0,63 \times 23,4^2 / 2 = 2281 \text{ cm}^3$$

$$M_{dres} = Z f_y / \gamma_{a1} = 2281 \times 25 / 1,10 = 51.840 \text{ kNcm} = 518,4 \text{ kNm}$$

O perfil soldado, apesar de ter altura um pouco menor que o perfil laminado de peso equivalente, tem maior eficiência à flexão.

6.5.2 Verificar o perfil I 254(10") \times 37,7, em aço MR250, dado na figura, para o momento fletor de projeto igual a 83 kNm, que solicita uma viga na região da ligação rígida ao pilar conforme o detalhe da Fig. 9.10c. O perfil acha-se contido lateralmente.

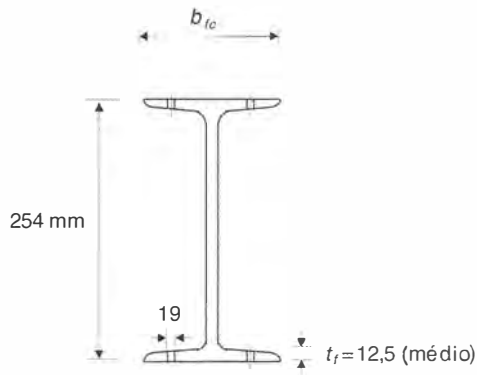


Fig. Probl. 6.5.2

Solução

Área bruta da mesa

$$A_{fg} = b_f t_f = 11,84 \times 1,25 = 14,8 \text{ cm}^2$$

Área líquida da mesa

$$A_{fn} = 14,8 - 2 \times 1,25 \times (1,9 + 0,35) = 9,17 \text{ cm}^2$$

Resistência à ruptura da área líquida

$$f_u A_{fn} = 40 \times 9,17 = 367 \text{ kN}$$

Resistência ao escoamento da seção bruta

$$Y_t f_y A_{fg} = 1,0 \times 25 \times 14,8 = 370 \text{ kN}$$

Como não foi atendida a condição da Eq. (6.9), o momento resistente de projeto fica limitado pela Eq. (6.8b).

Momento resistente de cálculo

$$M_{d\text{res}} = \frac{1}{1,10} \frac{40 \times 9,17}{14,8} 405 = 9125 \text{ kNcm} = 91,2 \text{ kNm}$$

Momento solicitante de cálculo

$$M_d = 83 \text{ kNm}$$

O perfil é satisfatório para a solicitação dada.

6.5.3 Uma viga biapoada de vão L de piso de edifício, de perfil VS 500 × 86 ($h = 500$ mm), está sujeita a cargas uniformemente distribuídas permanente g e variável q , sendo $q/g = 0,5$. Calcular a carga permanente máxima a ser aplicada para três valores da relação L/h iguais a 8, 13 e 20. Utilizar aço MR250. A viga é contida lateralmente.

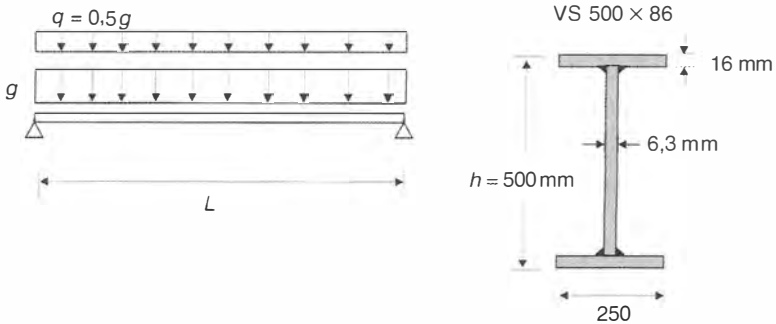


Fig. Probl. 6.5.3

Solução

A carga máxima é determinada de modo a garantir a segurança em relação ao colapso por flexão ou por cisalhamento no estado limite último, e o comportamento adequado para cargas em serviço (verificação de deslocamentos no estado limite de utilização). A seção é compacta.

a) Estado limite último

Combinação normal das ações

$$P_d = 1,3g + 1,5q = 2,05g$$

Momento Fletor Resistente (seção compacta; viga contida lateralmente)

$$M_{d\text{res}} = Z f_y / \gamma_{a1} \cong 2330 \times 25 / 1,10 = 52.954 \text{ kNcm} = 529,5 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{sol}} = p_d \frac{\ell^2}{8} = 2,05g \frac{\ell^2}{8}$$

Carga Máxima para Flexão

$$g_{\text{máx}} = \frac{529,5 \times 8}{2,05 \ell^2} = \frac{2066,3}{\ell^2} \text{ (kN/m)}$$

Esforço Cortante Resistente (viga sem enrijecedores intermediários)

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,6 < \frac{h_0}{t_0} = 74 < 3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,5$$

$$C_v = \frac{2,46}{74} \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,94$$

$$V_{d\text{res}} = 50,0 \times 0,63 \times 0,6 \times 25 \times 0,94 / 1,10 = 404 \text{ kN}$$

Esforço Cortante Solicitante de Cálculo e Carga g Máxima

$$V_{d\text{ sol}} = P_d \frac{\ell}{2} \therefore g_{\text{máx}} = \frac{404 \times 2}{\ell \times 2,05} = \frac{394}{\ell} \text{ (kN/m)}$$

b) Estado limite de utilização

Combinação quase-permanente de ações

$$p = g + 0,4 q = 1,2 g$$

Deslocamento Máximo Permitido (ver Tabela 1.8)

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{L}{350}$$

Deslocamento no Meio do Vão

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{1,2 g L^4}{20.000 \times 52.250} = 1,49 \times 10^{-11} g L^4 \text{ (cm)}$$

Carga g Máxima

$$g = \frac{1,91 \times 10^8}{L^3} \text{ (kN/cm)}$$

c) Resultados para $L/h = 8,13$ e 20

L/h	$L(m)$	Carga permanente g máxima (kN/m)		
		E. Cortante	Flexão	Deslocamento
8	4,0	98,5*	129	298
13	6,5	60,6	48,9*	69,6
20	10,0	39,4	20,7	19,1*

*Determinante do dimensionamento.

Verifica-se que, em uma viga com baixa razão L/h , o esforço cortante é determinante no dimensionamento. Se L/h é um valor alto, o critério de deslocamento é dominante e, para L/h intermediário, a flexão é que determina a carga máxima.

6.5.4 Selecionar um perfil W para a viga secundária intermediária (VSI na Fig. Probl.6.5.4) de um piso de edifício. A viga será contida lateralmente pela laje de concreto envolvendo a mesa comprimida (Fig. 6.13a). Os apoios das vigas VSI nas vigas principais VP serão efetuados por meio de ligações flexíveis do tipo ilustrado na Fig. 9.9b. As cargas no piso são admitidas uniformemente distribuídas e iguais a $3,0 \text{ kN/m}^2$ oriundas da ação de utilização e $4,0 \text{ kN/m}^2$ do peso da estrutura e revestimento, além do peso próprio das vigas de aço. Utiliza-se aço A572 Gr. 50 ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

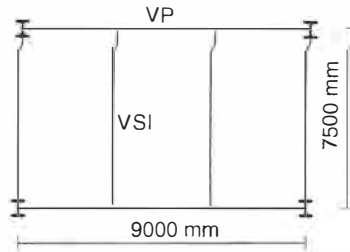


Fig. Probl. 6.5.4

Solução

- a) Solicitações de projeto na viga VSI
Carga de projeto na viga VSI

$$q_d = (1,4 \times 3,0 + 1,4 \times 4,0) \times 3,0 = 29,4 \text{ kN/m}$$

Momento fletor de projeto

$$M_d = 29,4 \times 7,5^2/8 = 206,7 \text{ kNm}$$

- b) Escolha da seção de modo a atender ao momento fletor solicitante de projeto.
Admitindo seção compacta e contida lateralmente, tem-se;

$$M_{d \text{ res}} = \frac{Z f_y}{1,10} > M_d = 206,7 \text{ kNm}; \quad Z > \frac{206.700 \times 100}{34,5} = 659,0 \text{ cm}^3$$

Da Tabela A.6.8 obtém-se o perfil W360 \times 39,0 ($Z = 667,7 \text{ cm}^3$). Incluindo-se o peso próprio do perfil, igual a $0,39 \text{ kN/m}$, no cálculo das solicitações tem-se;

$$M_d = 218,2 \text{ kNm}; \quad Z > 685,7 \text{ cm}^3$$

O perfil W 360 \times 39,0 não atende; selecionar o perfil W360 \times 44,0 ($Z = 784,3 \text{ cm}^3$).

- c) Classificação da seção quanto à flambagem local

$$\text{mesa } \frac{b_f}{2t_f} = 8,76 < 9,1; \quad \text{alma } \frac{h_w}{t_0} = 44,70 < 90,0$$

O perfil é compacto.

- d) Verificação da resistência ao cisalhamento

$$\frac{h_w}{t_o} = 44,70 < 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_s}} = 69,6 \quad (\text{n\~{a}o s\~{a}o necess\~{a}rios enrijecedores intermedi\~{a}rios).$$

Tendo a viga uma alta relação L/h (~ 20), o dimensionamento no será determinado pela resistência ao cisalhamento (ver valores para viga biapoiada no Problema 6.5.3).

- e) Verificação do estado limite de deslocamentos excessivos
Combinação quase-permanente de aoes [Eq. (1.14a)]

$$q = (4,0 + 0,3 \times 3,0) \times 3,0 + 0,44 = 15,1 \text{ kN/m}$$

Flecha no meio do vão

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,15 \times 750^4}{384 \times 20.000 \times 12.258} = 2,54 \text{ cm} > \frac{L}{350} = 2,14 \text{ cm}$$

O perfil não atende a condição de segurana no estado limite de servio. Neste caso, deve-se selecionar um perfil de maior rigidez, por exemplo W410 \times 46,1, de modo a satisfazer esta condição. Uma solução alternativa é aplicar uma contraflecha na viga. Nestes casos de pisos flexíveis deve-se ainda verificar o estado limite de vibraoes excessivas sob aao do caminhar de pessoas (NBR 8800, 2008; Wyatt, 1989).

6.5.5 Considerando apenas a flexão, selecionar o perfil W laminado mais econômico para uma viga de edifício com quatro vãos de 4 m sujeita a uma carga de 25 kN/m. A viga está contida lateralmente pelas lajes dos pisos e é de ação MR250. Admite-se carga do tipo permanente de grande variabilidade.

Solução

Em uma viga de quatro vãos iguais, de 4 m, sujeita à carga permanente uniformemente distribuída p igual a 25 kN/m, o momento fletor negativo máximo ocorre no apoio intermediário adjacente ao extremo, sendo igual a

$$M = 0,107 p\ell^2 = 0,107 \times 25 \times 4^2 = 42,80 \text{ kNm}$$

O máximo momento positivo ocorre no vão extremo, sendo igual a

$$M^+ = 0,080 p\ell^2 = 0,080 \times 25 \times 4^2 = 32,00 \text{ kNm}$$

Aplicando-se a redistribuição de momento conforme Item 6.2.5 (válida apenas para carga permanente) tem-se:

$$M^- = 0,9 \times 42,80 = 38,52 \text{ kNm}$$

$$M^+ = 32,00 + \frac{0 + 0,1 \times 42,80}{2} = 34,14 \text{ kNm}$$

Momento solicitante de projeto

$$M_d = 1,4 \times 3852 = 5393 \text{ kNcm}$$

Momento resistente de projeto admitindo seção compacta

$$M_{d \text{ res}} = Z f_y / 1,10 = Z \times 25 / 1,10 = 22,7 \times Z \text{ kNcm}$$

Igualando os momentos solicitante e resistente, obtém-se o módulo plástico necessário

$$Z = \frac{5393}{22,7} = 237,6 \text{ cm}^3$$

Consultando a Tabela A6.8, do Anexo A, escolhemos o perfil W 250 × 22,3 kg/m, para o qual $Z_x = 267,7 \text{ cm}^3$.

As relações largura/espessura das chapas componentes do perfil

$$\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f} = \frac{1}{2} \frac{102}{6,9} = 7,4$$

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{220}{5,8} = 37,9$$

permitem classificá-lo como de seção compacta.

6.5.6 Calcular os momentos resistentes de projeto da viga I da figura, com contenção lateral contínua, admitindo os seguintes valores de espessura da chapa de alma: $t_0 = 5, 8, 10 \text{ mm}$. Aço MR250.

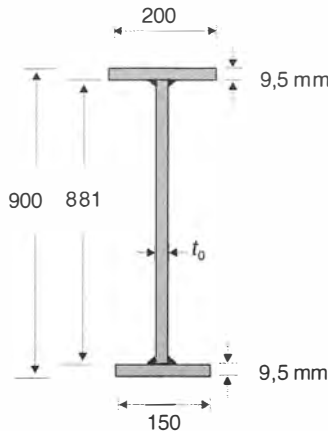


Fig. Probl. 6.5.6

Solução

- a) Classificação dos perfis quanto à flambagem local

- Mesa comprimida $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{100}{9,5} = 10,5 < 10,7$ – mesa compacta
 – Alma

t_0 (mm)	5	8	10
h_w/t_0	176	110	$88 < 260$
Seção	Esbelta	Semicompacta	Compacta

O perfil terá a mesma classe da chapa de alma.
 Propriedades geométricas dos perfis em função de t_0 .

t_0 (mm)	5	8	10
A (cm ²)	77,3	103,7	121,3
y_s (cm)	42,2	42,9	43,2
I (cm ²)	93.811,6	111.052	122.510
W_c (cm ²)	2223,0	2588,6	2835,9
W_i (cm ³)	1962,5	2357,8	2617,7
Z (cm ³)	2441	3026,2	3415,4

b) Momento resistente do perfil de seção compacta

$$M_{d\text{ res}} = Z f_y / \gamma_{d1} = 3415,4 \times 25 / 1,10 = 77.623 \text{ kNcm} = 776,2 \text{ kNm}$$

c) Momento resistente do perfil de seção semicompacta

$$M_p = 3026,2 \times 25 = 75.655 \text{ kNcm} = 756,5 \text{ kNm}$$

$$M_r = 2357,8 \times 25 = 58.945 \text{ kNcm} = 589,5 \text{ kNm}$$

$$M_n = 756,5 - \frac{110 - 106}{161 - 106} (756,5 - 589,5) = 750,4 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{ res}} = 750,4 / 1,10 = 682,2 \text{ kNm}$$

d) Momento resistente para perfil de alma esbelta e mesa compacta

$$a_r = \frac{88,1 \times 0,5}{20 \times 0,95} = 2,32$$

$$h_c = 2 \times (42,2 - 0,95) = 82,50 \text{ cm}$$

$$k = 1 - \frac{2,32}{1200 + 300 \times 2,32} \left(165 - 5,7 \sqrt{\frac{200.000}{250}} \right) \approx 1,0$$

$$M_n = 2223,0 \times 1,0 \times 25 = 55.575 \text{ kNcm} = 555,7 \text{ kNm}$$

$$M_n = 1962,5 \times 25 = 49.062 \text{ kNcm} = 490,6 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{ res}} = \frac{490,6}{1,10} = 446,0 \text{ kNm}$$

6.5.7 Um perfil VS 400 × 49 foi selecionado para uma viga contínua de quatro vãos, de 8 m, conforme ilustrado na figura. A viga é de aço MR250 e só possui contenção lateral nos apoios. Calcular a máxima carga P a ser aplicada nos vãos da viga, utilizando o critério de projeto da NBR 8800. Admite-se que o carregamento seja aplicado pela alma ou pela mesa inferior.

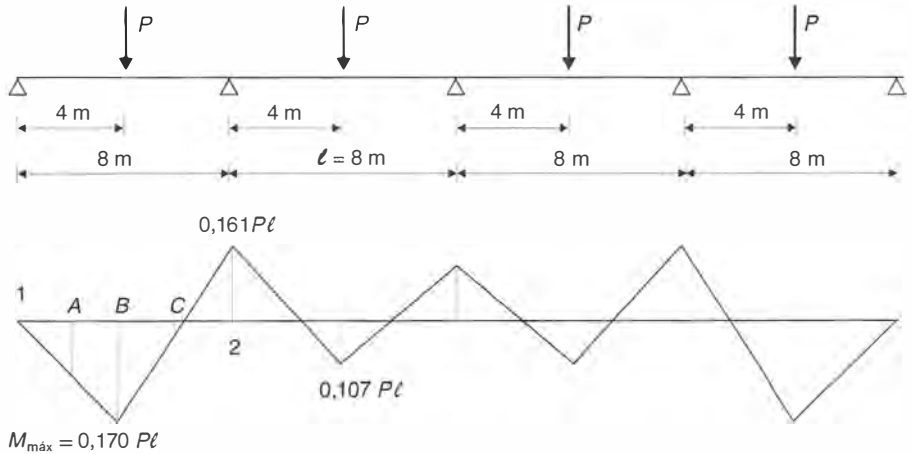


Fig. Probl. 6.5.7

Solução

a) Carga máxima P

No Exemplo 6.2.2, este perfil foi classificado, quanto à flambagem local, como seção compacta, não sendo, portanto, a flambagem local determinante.

Propriedades geométricas (ver Tabela A8.3 do Anexo A)

$$W_x = 870 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 1267 \text{ cm}^4$$

$$J = \frac{1}{3} [b_f t_f^3 \times 2 + h_0 t_0^3] = \frac{1}{3} [20 \times 0,95^3 \times 2 + 38,1 \times 0,63^3] = 14,6 \text{ cm}^4$$

$$C_w = (h - t_f)^2 \frac{I_y}{4} = (40 - 0,95)^2 \times \frac{1267}{4} = 483.188 \text{ cm}^6$$

Classificação quanto à flambagem lateral

$$\ell_b = 800 \text{ cm}$$

$$\ell_{br} = \frac{1,38 \sqrt{1267 \times 14,6}}{14,6 \times \beta_1} \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \times 483.188 \beta_1^2}{1267}}} = 617 \text{ cm}$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{(25 - 0,3 \times 25) 870}{20.000 \times 14,6} = 0,0521$$

Como $\ell_b > \ell_{br}$, a viga é longa.

Momento resistente de projeto Eq. (6.16)

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi^2 20.500 \times 1267}{800^2} \sqrt{\frac{483.188}{1267} \left(1 + 0,039 \frac{14,6 \times 800^2}{483.188} \right)} =$$

$$= 1,55 \times 10.360 = 16.058 \text{ kNcm}$$

$$M_{d\text{res}} = \frac{16.058}{1,10} = 14.598 \text{ kNcm}$$

onde:

$$C_b = \frac{12,5 \times 0,17}{2,5 \times 0,17 + 3 \times 0,085 + 4 \times 0,17 + 3 \times 0,004} = 1,55$$

Carga P máxima

Para o esquema estrutural da Fig. Probl. 6.5.7, o maior momento ocorre no vão lateral:

$$M = 0,170 P \ell = 0,170 P \times 800 = 136,0 P \text{ kNcm}$$

Admitindo carga do tipo permanente, calcula-se o momento solicitante de projeto.

$$M_d = 1,3 \times 136,0 P = 176,8 P$$

Igualando os momentos solicitante e resistente de projeto, obtém-se o valor máximo de P .

$$P = 82,5 \text{ kN}$$

b) Estado limite de utilização

Com o esquema estrutural da Fig. Probl. 6.5.7, o deslocamento máximo vale

$$\delta = 0,012 \frac{P \ell^3}{EI} = 0,012 \frac{82,5 \times 8^3}{2,0 \times 10^8 \times 17.393 \times 10^{-8}} = 0,015 \text{ m} = 15 \text{ mm}$$

O valor limite do deslocamento depende da destinação da estrutura onde está inserida a viga. Admitindo que se trata de uma estrutura para apoio de piso, o deslocamento máximo, de acordo com a NBR 8800, vale:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{\ell}{350} = 2,3 \text{ cm} = 23 \text{ mm} > \delta$$

Com a carga $P = 82,5 \text{ kN}$, a viga atende à condição de deslocamento máximo.

6.5.8 Admitindo que na viga do Problema 6.5.7 as cargas concentradas P sejam aplicadas por vigas transversais apoiadas nos centros dos vãos, calcular o momento fletor resistente na região do momento máximo solicitante. Admite-se a existência de contraventamento no plano das vigas (ver Fig. 1.31b) de modo a fornecer contenção lateral.

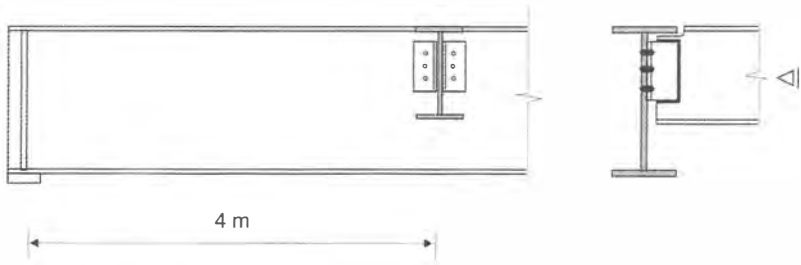


Fig. Probl. 6.5.8

Solução

Com contraventamento lateral nos apoios e nos pontos de aplicação das cargas concentradas, tem-se:

$$\ell_b = 400 \text{ cm}$$

O trecho 1-B entre pontos de contenção lateral (ver Fig. Probl. 6.5.7) fornecerá um valor de C_b menor do que o trecho B-2, já que neste último há reversão de curvatura, que favorece a resistência à flambagem lateral.

Para o trecho 1-B os valores dos momentos fletores a $\ell_b/3$, $\ell_b/2$ e $3\ell_b/4$ do apoio lateral são respectivamente iguais a $0,0425P\ell$, $0,085P\ell$ e $0,1275P\ell$.

Tem-se então:

$$C_b = \frac{12,5 \times 0,17}{2,5 \times 0,17 + 3 \times 0,0425 + 4 \times 0,085 + 3 \times 0,1275} = 1,67$$

Os comprimentos limites para classificação da viga como curta, intermediária ou longa são:

$$\ell_{bp} = 1,76 \times i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76 \times 4,52 \times \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 224 \text{ cm}$$

$$\ell_{br} = 617 \text{ cm (ver Problema 6.5.7)}$$

$$\ell_{bp} < 400 < \ell_{br}$$

A viga é do tipo intermediária. O momento resistente no vão lateral é obtido por interpolação entre M_r e M_p .

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 870(25 - 0,3 \times 25) = 15.225 \text{ kNcm}$$

$$M_p = Z f_y = 970,6 \times 25 = 24.265 \text{ kNcm}$$

$$M_n = 1,67 \left[242,6 - (242,6 - 152,2) \frac{400 - 224}{617 - 224} \right] = 337,5 \text{ kNm} > M_p$$

$$M_{d \text{ res}} = 242,6/1,10 = 220,5 \text{ kNm}$$

Com as novas condições de contenção lateral, a viga do Problema 6.5.7 atingiria o momento resistente de plastificação total no estado limite último.

6.5.9 Dado um perfil W530 × 92,0 kg/m, determinar qual a carga distribuída máxima (carga variável) que o perfil suporta para um vão livre de 5,0 m. Para esse carregamento e admitindo-se igual a 10 cm o comprimento da placa de apoio da viga, determinar se há necessidade de enrijecedor de apoio. Supor a viga apoiada lateralmente, portanto sem efeito de flambagem lateral. Material: Aço MR250.

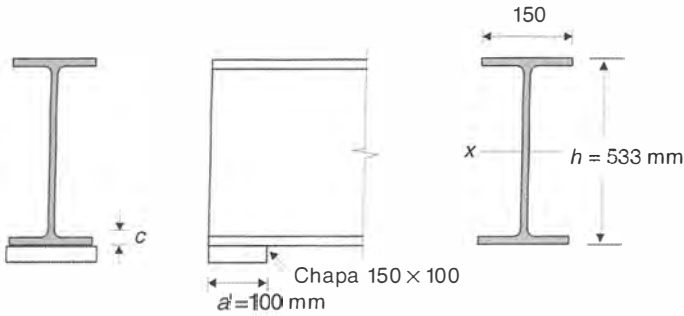


Fig. Probl. 6.5.9

Solução

a) Carga máxima de projeto

Classificação da seção

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{209}{2 \times 15,9} = 6,6 < 11; \quad \frac{h_w}{t_o} = \frac{478}{10,2} = 46,6 < 106 \therefore \text{Seção compacta}$$

Momento Resistente de Projeto

$$M_{d \text{ res}} = 2359,8 \times 25 / 1,10 = 53.611 \text{ kNcm} = 536,1 \text{ kNm}$$

A carga máxima de projeto será:

$$q_d = \frac{8M_{d \text{ res}}}{\ell^2} = \frac{8 \times 536,1}{5,0^2} = 171,5 \text{ kN/m}$$

b) Resistência ao esforço cortante

Esforço Cortante Solicitante no Apoio

$$V_d = 171,5 \times 2,5 = 429 \text{ kN}$$

Esforço Cortante Resistente

$$\frac{h_w}{t_o} = 46,6 < 69,6 \therefore \text{alma compacta}$$

$$V_{d \text{ res}} = 53,3 \times 1,02 \times (0,6 \times 25) / 1,10 = 741 \text{ kN} > V_d$$

c) Verificação da necessidade de enrijecedores de apoio

Força de compressão transversal de projeto

$$F_d = 171,5 \times 2,5 = 429 \text{ kN}$$

Os enrijecedores de apoio podem ser dispensados, se a força F_d for menor que as resistências do escoamento local da alma e enrugamento da alma. Como se trata de

aplicação da carga pela mesa tracionada, não se verifica a flambagem lateral da alma (Fig. 6.22c).

Resistência ao escoamento local da alma

$$c = (15,6 + 12,0) = 27,6 \text{ mm}$$

$$R_{d\text{res}} = (2,5 \times 2,76 + 10) 25 \times 1,02 = 431 \text{ kN}$$

Resistência ao enrugamento da alma ($a'/h < 0,2$)

$$R_{d\text{res}} = \frac{0,825}{1,10} 0,40 \times 1,02^2 \left[1 + 3 \frac{10}{53,3} \left(\frac{1,02}{1,56} \right)^{1,5} \right] \sqrt{20.000 \times 25 \frac{1,56}{1,02}} = 353 \text{ kN}$$

Verifica-se que devem ser colocados enrijecedores de apoio de ambos os lados da alma nas seções de apoio vertical da viga estendendo-se pelo menos até a meia-altura da alma.

6.5.10 Uma viga VS500 × 61, contida lateralmente, está submetida a uma carga distribuída permanente de 25 kN/m, que inclui o peso próprio. Calcular o enrijecedor de apoio, supondo que a viga é de aço MR250 e simplesmente apoiada, com um vão livre de 8 m. O comprimento do aparelho de apoio a' é igual a 5 cm. Verificar também se há necessidade de enrijecedor intermediário.

Solução

a) Enrijecedor de apoio

A reação de apoio de projeto vale:

$$F_d = 1,4 \times \frac{q\ell}{2} = 1,4 \times \frac{25 \times 8}{2} = 140 \text{ kN}$$

Para que não haja enrijecedor de apoio devemos ter:

$$F_d < R_d$$

onde R_d representa a resistência ao escoamento local da alma e a resistência ao enrugamento de alma sujeita a cargas concentradas Eqs. (6.46) e (6.48).

Na Tabela A8.3, Anexo A, obtemos:

$$c = t_f + b = 0,95 + 0,5 = 1,45 \text{ cm}$$

$$t_0 = 0,63 \text{ cm}$$

Escoamento local da alma

$$R_d = (2,5 \times 1,45 + 5) \times 25 \times 0,63 = 136 \text{ kN} < F_d$$

Há, portanto, necessidade de enrijecedor de apoio.

O enrijecedor deve ser calculado como peça comprimida flambando no plano normal à alma.

Para impedir flambagem local, os enrijecedores de 12 cm de largura deverão ter espessura de $12 \text{ cm}/15,8 = 0,75 \text{ cm}$ (ver Tabela 5.1); podemos adotar chapa de 9,5 mm ($3/8''$).

A parte da alma a se considerar como parte da peça comprimida é de, no máximo, 12 vezes a espessura da alma.

$$12 \times 0,63 = 7,6 \approx 7,5 \text{ cm}$$

O enrijecedor de apoio é calculado como coluna, com a seção transversal da Fig. Probl. 6.5.10c.

O comprimento da chapa da alma poderia ser tomado igual a 7,5 cm mais o segmento entre o enrijecedor e a extremidade da viga; adotamos, entretanto, apenas 7,5 cm como comprimento total da alma.

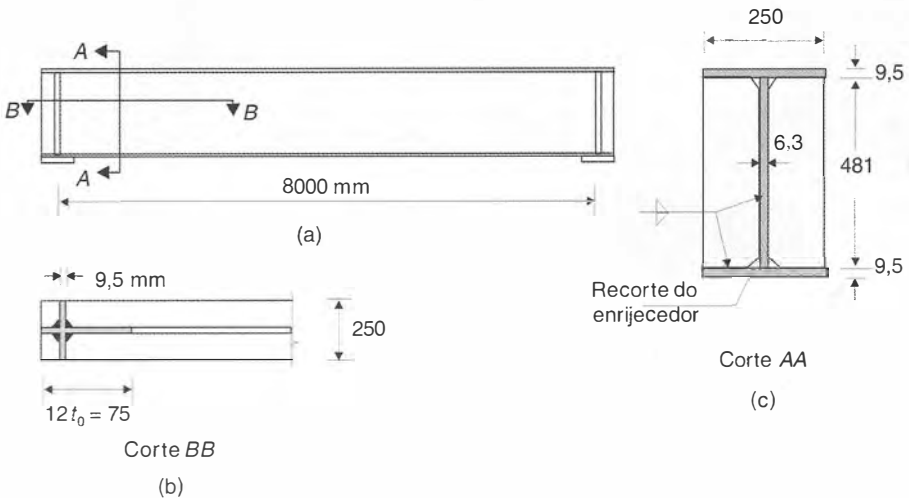


Fig. Probl. 6.5.10

O comprimento de flambagem da peça comprimida pode ser tomado igual a 0,75 da altura do enrijecedor.

Propriedades geométricas da seção:

$$A = 24 \times 0,95 + 7,5 \times 0,63 = 27,5 \text{ cm}^2$$

$$I = 0,95 \times 24,6^3/12 = 1178 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1178}{27,5}} = 6,54 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell_{fl}}{i} = \frac{0,75 \times 48}{6,54} = 5,5$$

Esforço resistente à compressão Eq. (5.8)

$$N_{d\text{res}} = 27,5 \times 25,0/1,10 = 625 \text{ kN} > F_d = 140 \text{ kN}$$

Os enrijecedores se apoiam na mesa inferior por meio de quatro filetes de solda de comprimento 11 cm, lado 8 mm. Resistência de projeto da solda:

$$R_d = 4 \times 0,7 \times 0,8 \times 11 \times 0,6 \times 41,5/1,35 = 454,5 \text{ kN}$$

b) Enrijecedor intermediário

Para que não haja necessidade de enrijecedor intermediário, deve ser atendida a condição

$$h_w/t_0 < 69,6, \text{ ou } 69,6 < h_w/t_0 < 260 \text{ e } V_d < V_{d \text{ res}} \text{ Eq. (6.36)}$$

No caso do exemplo, tem-se:

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{48,1}{0,63} = 76 \begin{cases} > 69,6 \\ < 260 \end{cases}$$

$$V_d = 140 \text{ kN}$$

$$V_{d \text{ res}} = A_w (0,6 f_y) C_v / \gamma_{at}$$

$$C_v = \frac{2,46}{48,1/0,63} \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 0,91$$

$$V_{d \text{ res}} = 48,1 \times 0,63 \times 0,6 \times 25 \times 0,91/1,10 = 380 \text{ kN}$$

Não há necessidade de enrijecedores intermediários.

6.5.11 Uma viga I soldada em aço MR250, representada na figura, tem as seguintes condicionantes: Vão 22 m; altura da alma 2 m; largura das mesas 0,60 m; contenção lateral das mesas nos apoios e no meio do vão; carga distribuída variável 1 10 kN/m, mais o peso próprio da viga. Verificar se o dimensionamento é satisfatório. Pesquisar a influência de eliminação da contenção lateral no meio do vão.

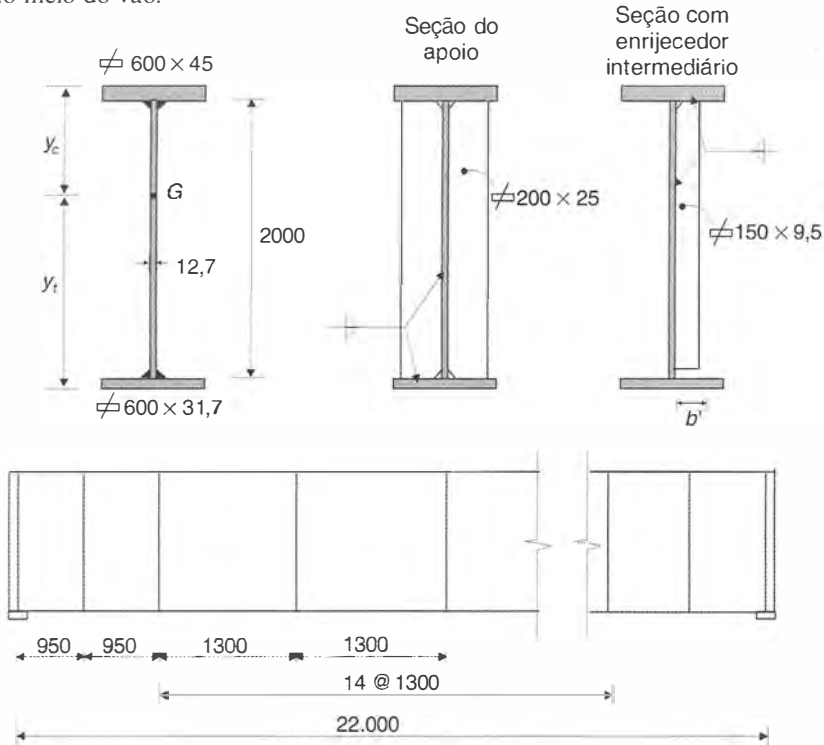


Fig. Probl. 6.5.11

Solução

a) Características geométricas da seção

$$A = 710,6 \text{ cm}^2$$

$$y_c = 93,3 \text{ cm}$$

$$I_x = 5.505.581 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 88,0 \text{ cm}$$

$$W_c = \frac{I_x}{y_c} = 59.007 \text{ cm}^3$$

$$C_w = 1.382.801 \times 10^3 \text{ cm}^6 \quad \text{Eq. (6.28)}$$

$$J = 2524 \text{ cm}^4$$

$$h = 207,6 \text{ cm}$$

$$y_t = 114,3 \text{ cm}$$

$$I_y = 136.980 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 13,9 \text{ cm}$$

$$W_t = \frac{I_x}{y_t} = 48.168 \text{ cm}^3$$

$$i_{yc} = \sqrt{\frac{60^3 \times 4,5 / 12}{(60 \times 4,5 + 93,3 \times 1,27)}} = 14,4 \text{ cm}$$

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{200}{1,27} = 157,7 < 161 \text{ (semicompackta)}$$

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{60}{2 \times 4,44} = 6,76 < 10,7 \text{ (compacta)}$$

O módulo plástico da seção (Z) é a soma dos momentos estáticos das áreas das chapas, em relação ao eixo passando no ponto G' que divide a área da seção em duas partes iguais (linha neutra plástica). Chamando $h_p/2$ a distância da face inferior da mesa comprimida ao ponto G' (ver Fig. 6.8), tem-se:

$$60 \times 4,44 + 1,27 \times h_p/2 = A/2 = 710,6/2 \therefore h_p/2 = 70 \text{ cm}$$

$$Z = 60 \times 4,44 \times 72,22 + 1,27 \times 70 \times 35 + 1,27 \times 130 \times 65 + 60 \times 3,17 \times 131,58 = 58.108,9 \text{ cm}^3$$

$$Z = 0,96 W_c = 1,19 W_t$$

b) Esforço solicitante de cálculo

Peso próprio da viga

$$g = 710,6 \times 0,785 = 557,8 \text{ kgf/m} \approx 6 \text{ kN/m}$$

Carregamento de cálculo

$$1,3 g + 1,4 q = 1,3 \times 6 + 1,4 \times 110 = 161,8 \text{ kN/m}$$

Esforços solicitantes máximos de cálculo

$$M_{d \text{ máx}} = 161,8 \times 22^2 / 8 = 9789 \text{ kNm}$$

$$V_{d \text{ máx}} = 161,8 \times 22 / 2 = 1780 \text{ kN}$$

c) Momento resistente de projeto, com contenção lateral, considerando efeito de flambagem local da alma

$$M_p = Z f_y = 58.108,9 \times 25 = 1.452.733 \text{ kNcm} = 14.527 \text{ kNm}$$

$$M_r = W_t f_y = 48.168 \times 25 = 2.204.200 \text{ kNcm} = 12.042 \text{ kNm}$$

$$\lambda_p = \frac{(88,8 / 70)}{(0,54 \times 14527 / 12042 - 0,09)^2} \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 115,2$$

$$M_n = 14.527 - (14.527 - 12.042) \frac{157,5 - 115,2}{161 - 115,2} = 12.328 \text{ kNm}$$

M_n é aproximadamente igual a M_r , uma vez que $h_0/t_0 \approx \lambda_p$.

$$M_{d \text{ res}} = M_n / \gamma_{ai} = 12.328 / 1,10 = 11.207 \text{ kNm}$$

d) Momento resistente de projeto, com flambagem lateral, havendo contenção lateral nos apoios e no meio do vão

$$M_r = W_c (f_y - \sigma_r) = 59.007 \times (25 - 7,5) \times 10^{-2} = 10.326 \text{ kNm} < W_t f_y = 12.042 \text{ kNm}$$

Com $\ell_b = 1100 \text{ cm}$ calcula-se M_{cr} com a Eq. (6.25) e $C_b = 1$:

$$\frac{I_b}{i_y} = \frac{1100}{13,9} = 79,2$$

$$I_{ft} = \frac{60^3 \times 3,17}{12} = 57.060 \text{ cm}^4$$

$$I_{fc} = \frac{60^3 \times 4,44}{12} = 79.920 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_y = \frac{79.920}{57.060} = 1,40, 1/9 < \alpha_y < 9$$

$$d' = h - \frac{t_{fc}}{2} - \frac{t_{ft}}{2} = 207,6 - 2,22 - 1,58 = 203,8 \text{ cm}$$

$$\beta_x = 0,9 \times 203,8 \frac{(1,4 - 1)}{(1,4 + 1)} = 30,6 \text{ cm}$$

$$\ell_{bp} = 1,76 \times 14,4 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 717 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = \frac{(25 - 7,5)}{20.000 \times 2.524} 59.007 = 0,0205 \text{ cm}^{-1}$$

$$\beta_2 = \frac{2,6 \times 30,6 (25 - 7,5)}{20.000 \times 2524} \times 59.007 + 1 = 2,63$$

$$\ell_{br} = \frac{1,38 \sqrt{136.980 \times 2524}}{2524 \times 0,0205} \sqrt{2,63 + \sqrt{2,63^2 + \frac{27 \times 1382,8 \times 10^6 \times 0,0205^2}{136.980}}} = 1857 \text{ cm}$$

$$M_n = 14.527 - (14.527 - 10.326) \frac{1100 - 717}{1857 - 717} = 13.115 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ res}} = 13.115/1,10 = 11.923 \text{ kNm}$$

e) Comparação entre o momento resistente e o momento solicitante

O momento resistente de projeto é o menor dos dois valores calculados nas alíneas c e d; ele é determinado pela flambagem local da alma.

$$M_{d \text{ res}} = 11.207 \text{ kNm} > M_d = 9789 \text{ kNm} \text{ (satisfatório)}$$

f) Efeito da eliminação da contenção lateral no meio do vão sobre o momento resistente com flambagem lateral

$$\ell_b = 2200 \text{ cm} > \ell_{br}$$

Calculando-se M_{cr} (Eq. 6.25), com $\ell_b = 2200 \text{ cm}$, obtém-se:

$$M_{cr} = 7604 \text{ kNm} < 10.326 \text{ kNm} = M_r$$

$$M_{d \text{ res}} = 7604/1,10 = 6913 \text{ kNm}$$

O momento resistente de cálculo é reduzido para 6.913 kNm quando se elimina a contenção lateral no meio do vão. Nesse caso, ter-se-ia $M_{d \text{ res}} < M_d$ (deficiente).

g) Condições de dispensa de enrijecedores intermediários

$$\frac{h_0}{t_0} = \frac{200}{1,27} = 157,7 \begin{cases} > 69,6 \\ < 260 \end{cases}$$

Com essas características geométricas, os enrijecedores intermediários poderão ser dispensados se o esforço cortante solicitante for menor que o resistente dado pela Eq. (6.36), com C_v dado por uma das Eqs. (6.38a) e (6.38b).

$$\begin{aligned} \frac{h_0}{t_0} &> 3,06 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 86,5 \\ C_v &= \frac{7,55}{157,5^2} \times \frac{200.000}{250} = 0,24 \\ V_{d, \text{res}} &= 200 \times 1,27 \times 0,6 \times 25 \times 0,24 / 1,10 = 843 \text{ kN} \\ V_d &= 1780 \text{ kN} > V_{d, \text{res}} \end{aligned}$$

Verifica-se que os enrijecedores transversais intermediários não poderão ser dispensados.

h) Esforço cortante resistente de cálculo

O esforço cortante resistente de cálculo será verificado para duas situações:

- espaçamento de enrijecedores intermediários $a = 95$ cm junto ao apoio;
- espaçamento $a = 130$ cm a uma distância de 190 cm do apoio.

Será utilizada a Eq. (6.36), que determina o esforço cortante resistente, considerando flambagem da alma por cisalhamento, porém sem levar em conta a resistência pós-flambagem.

Para espaçamento $a = 95$ cm junto ao apoio, tem-se:

$$\begin{aligned} \frac{a}{h_0} = \frac{95}{200} &= 0,475 < \left(\frac{260}{h_0/t_0} \right)^2 \therefore k = 27,2 \\ \lambda_p &= 1,10 \sqrt{\frac{27,2 \times 200.000}{250}} = 163 \end{aligned}$$

Como $\frac{h_0}{t_0} < \lambda_p$, não há redução de resistência por flambagem da alma. Aplica-se a Eq. (6.35) ($C_v = 1$):

$$\begin{aligned} V_{d, \text{res}} &= A_w (0,6 f_y) / \gamma_{al} = 200 \times 1,27 \times 0,6 \times 25 / 1,10 = 3464 \text{ kN} \\ V_d &= 1780 \text{ kN} < V_{d, \text{res}} \end{aligned}$$

Para espaçamento $a = 130$ cm a 190 cm do apoio, tem-se:

$$\begin{aligned} k &= 5 + \frac{5}{(130/200)^2} = 16,8 \\ \lambda_p &= 129 < \frac{h_0}{t_0} = 157,7 < \lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{16,8 \times 200.000}{250}} = 159 \end{aligned}$$

Com o espaçamento $a = 130$ cm existe redução do esforço cortante resistente por efeito de flambagem da alma. Obtém-se:

$$V_{d\text{ res}} = A_{wv} (0,6 f_y) C_v = 200 \times 1,27 \times 0,6 \times 25 \times 0,82 / 1,10 = 2833 \text{ kN}$$

Verifica-se que a resistência ao esforço cortante da viga será folgada.

i) Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários

Neste exemplo, os enrijecedores intermediários são colocados apenas em um lado da alma.

Adotando-se a largura $b' = 15$ cm, calcula-se o menor valor da espessura do enrijecedor, de modo a evitar a flambagem local.

$$\frac{b'}{t} < 15,8 \therefore t > 9,5 \text{ mm}$$

Adotamos chapa de $150 \times 9,5$ mm e verificamos a condição de rigidez da norma NBR 8800 Eq. (6.43):

$$I = \frac{tb'^3}{3} = \frac{0,95 \times 15^3}{3} = 1069 \text{ cm}^4$$

$$I \geq a t_0^3 \left[\frac{2,5}{(a/h_0)^2} - 2 \right] \geq 0,5 a t_0^3$$

$$1069 \geq 130 \times 1,27^3 \left[\frac{2,5}{0,65^2} - 2 \right] = 1043 \geq 0,5 \times 130 \times 1,27^3 = 133 \text{ cm}^4$$

Verifica-se que a condição de rigidez é satisfeita.

j) O espaçamento máximo entre enrijecedores intermediários deve, preferencialmente obedecer às relações da Eq. (6.44)

$$\frac{a}{h_0} \leq \left(\frac{260}{h_0/t_0} \right)^2 \quad \frac{a}{h_0} \leq 3$$

$$\frac{a}{h_0} \leq \left(\frac{260}{200/1,27} \right)^2 = 2,72$$

Foi adotado no projeto $\frac{a}{h_0} = \frac{130}{200} = 0,65$

k) Dimensionamento do enrijecedor de apoio

O enrijecedor de apoio é constituído por uma chapa de cada lado da alma. Admitindo-se uma largura de cada chapa $b = 20$ cm, a espessura da mesma deverá ser:

$$t > b'/15,8 = 1,27 \text{ cm}$$

Neste exemplo adotaremos duas placas com largura $b' = 200$ mm, espessura $t = 25$ mm.

Nos enrijecedores de extremidade, considera-se uma largura de alma igual a $12t_0 = 12 \times 1,27 = 15,25$ cm como parte do enrijecedor, para verificação do mesmo como elemento comprimido.

$$I = \frac{2,54 \times 40^3}{12} + \frac{15,24 \times 1,27^3}{12} = 13.549 \text{ cm}^4$$

$$A = 40 \times 2,54 + 15,24 \times 1,27 = 121,9 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{13.549}{121,9}} = 10,6 \text{ cm}$$

$$\ell/i = 0,75 \times 200/10,6 = 14,15$$

$$\lambda_0 = \frac{14,15}{\pi} \sqrt{\frac{250}{205.000}} = 0,16$$

$$f_c = 1,0 \times 250 = 250 \text{ MPa}$$

$$N_{d \text{ res}} = 130,6 \times 25/1,10 = 2968 \text{ kN} > V_{d \text{ m\u00e1x}} = 1780 \text{ kN}$$

Vê-se que o enrijecedor de apoio escolhido atende com folga.

6.6 | PROBLEMAS PROPOSTOS

6.6.1 Qual a influência da flambagem local sobre o momento resistente de vigas?

6.6.2 Qual o tipo de seção que torna uma viga mais susceptível à flambagem lateral: em forma de seção celular ou em perfil aberto?

6.6.3 Dispõe-se apenas de perfis W 410 × 46,1 para vigas biapoiadas dispostos paralelamente, com vão de 8 m, contidas lateralmente nos apoios. Entretanto, verificou-se que, nestas condições, a resistência à flexão com flambagem lateral não atende ao momento fletor solicitante oriundo da carga uniforme de projeto. Indique três exemplos de providências a serem tomadas, no sentido de aumentar a resistência à flambagem lateral, sempre usando os mesmos perfis.

6.6.4 Que tipos de colapso podem ocorrer em vigas sujeitas a cargas concentradas em regiões de alma não-enrijecida transversalmente?

6.6.5 Deseja-se utilizar em um cimbramento uma viga de perfil W 530 × 66,0 em aço MR250. Calcular a carga máxima (tipo permanente), determinada pela resistência à flexão, para um vão de 10 m, havendo contenção lateral do perfil apenas nos apoios. Para a carga máxima determinada, verificar:

- flecha máxima;
- maior esforço cortante solicitante de cálculo na alma da viga;
- extensão mínima do apoio (a') para dispensar enrijecedores de apoio.

6.6.6 Uma viga biapoiada com 6 metros de vão está sujeita às seguintes cargas uniformemente distribuídas: 13 kN/m permanente, incluído o peso próprio da viga, e 18 kN/m variável. Determinar o perfil W mais leve de forma a atender às condições de segurança. Aço MR 250.

6.6.7 Determinar o momento resistente de uma viga soldada fabricada com chapas de aço AR 350, com dimensões 1000 × 12,7 mm para a alma e 250 × 9,5 para as mesas. A viga tem contenção lateral contínua.

Flexocompressão e Flexotração

7.1 | CONCEITO DE VIGA-COLUNA

As hastes dimensionadas à flexocompressão são geralmente denominadas *vigas-colunas*.

Peças estruturais perfeitamente retilíneas com cargas perfeitamente centradas não existem na prática. As colunas apresentam imperfeições construtivas e as cargas são aplicadas com alguma excentricidade. Entretanto, para uma coluna com carga teoricamente centrada, esses efeitos, se limitados às tolerâncias de norma, estão considerados na tensão resistente com efeito de flambagem f_c , e a coluna pode ser dimensionada para “compressão centrada” (ver Seções 5.1 e 5.2).

Existem casos em que a carga paralela ao eixo da haste atua com excentricidade de maior importância do que as devidas a defeitos construtivos, como, por exemplo, colunas ou escoras sujeitas a cargas transversais, colunas com cargas excêntricas, colunas pertencentes a pórticos (ver Figs. 1.30 e 1.31), etc. O dimensionamento se faz então levando em conta o momento fletor e o esforço normal, verificando a flambagem sob efeito das duas solicitações.

A Fig. 7.1 apresenta algumas situações possíveis. A mais simples é aquela em que a haste sob flexocompressão reta (apenas em um plano) não está sujeita à flambagem, por exemplo, por ser uma haste curta, como ilustra a Fig. 7.1a. Se a haste for esbelta e dispuser de contenção lateral no plano perpendicular ao da flexão, ela pode apresentar flambagem no modo de coluna,

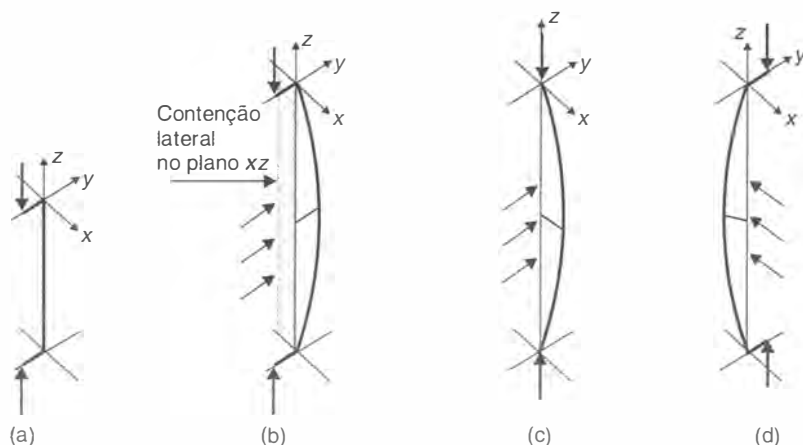


Fig. 7.1 Exemplos de viga-coluna: (a) haste sob flexocompressão sem efeito de flambagem; (b) haste sob flexão em torno do eixo x e compressão com flambagem no plano do momento fletor (a flambagem no outro plano é impedida pela contenção lateral); (c) haste sob compressão e flexão em torno do eixo x com flambagem lateral (fora do plano do momento), isto é, com deflexão lateral no plano xz e possível torção em torno do eixo z ; (d) haste sob compressão e flexão oblíqua (em torno dos eixos x e y) com flambagem.

no plano da flexão (Fig. 7.1b). Retirando a contenção lateral no plano xz , a haste fica sujeita à flambagem lateral, isto é, no plano perpendicular ao de flexão, podendo ou não incluir torção da haste (Figs. 7.1c e 6.1). A Fig. 7.1d ilustra o caso de flexão composta oblíqua (em dois planos) com flambagem.

O comportamento de vigas-colunas pode ser descrito a partir de uma haste de perfil I compacto (sem flambagem local) sob compressão N e momento M_x no plano da alma aplicado na sua extremidade superior (Fig. 7.2). No gráfico da Fig. 7.2b considera-se, para uma carga N constante, a ação do momento M_x crescente em função da rotação θ_x da seção do topo, em torno do eixo x . Focaliza-se inicialmente o caso de coluna curta (Fig. 7.2a).

Em regime elástico, as tensões normais são determinadas pela combinação das tensões devidas à carga N , ao momento M_x , e ainda das tensões residuais. As maiores tensões ocorrem na seção do topo, e a plastificação é iniciada na mesa comprimida pelo momento. Com o acréscimo de M_x , a plastificação progride na seção do topo e nas seções vizinhas até que se atinge o momento M_u (ver linha fina na Fig. 7.2b) com a formação de uma rótula plástica no topo. Devido à presença do esforço normal N , a resistência M_u é menor do que o momento M_p de plastificação total da seção que ocorre em vigas.

No caso de coluna longa sob as mesmas condições de carga e apoios (Fig. 7.2c), o comportamento (ilustrado pela linha grossa na Fig. 7.2b) é inicialmente similar ao da coluna curta. Entretanto, antes de atingir a resistência da seção do topo, inicia-se o processo de flambagem em torno do eixo de menor inércia (y), isto é, fora do plano do momento fletor. Dependendo da intensidade da carga N , esse modo de flambagem pode ser de flexão (como coluna) ou incluir torção da haste (como na flambagem lateral de vigas). Devido ao processo de flambagem, a seção mais solicitada estará ao longo do vão e não mais no topo.

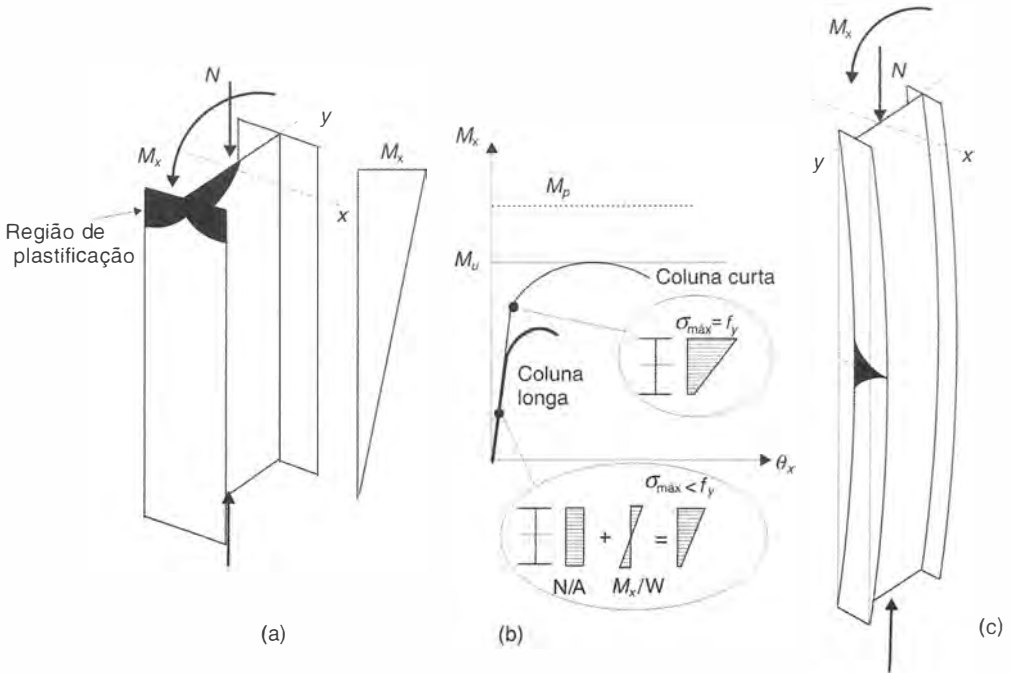


Fig. 7.2 Comportamento de vigas-colunas sob ação de carga N constante e momento M_x crescente: (a) viga curta com plastificação da seção de extremidade sujeita ao momento máximo; (b) gráfico momento \times rotação da seção extrema e diagramas de tensões; (c) coluna com flambagem fora do plano de flexão.

Dois aspectos devem, então, ser abordados no projeto de vigas-colunas:

- resistência das seções;
- determinação dos esforços solicitantes decorrentes do processo de flambagem (efeitos de 2ª ordem).

7.2 RESISTÊNCIA DA SEÇÃO

Em uma certa seção de uma viga-coluna atuam o esforço normal N e o momento fletor M .

Aplica-se o princípio de superposição para combinar as tensões normais σ_c e σ_b oriundas, respectivamente, do esforço normal e do momento fletor em regime elástico. O critério de limite de resistência baseado no início de plastificação (Fig. 7.3a) resulta na equação seguinte:

$$\sigma_c + \sigma_b = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = f_y \quad (7.1)$$

Dividindo a Eq. (7.1) por f_y , obtém-se

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} = 1$$

com $N_y = Af_y$ e $M_y = Wf_y$ (7.2)

Se for permitida a plastificação total da seção, então o limite de resistência pode ser calculado para as duas situações de posição da linha neutra plástica ilustradas na Fig. 7.3b. Por exemplo, para linha neutra na alma tem-se:

$$y_n < \frac{h_0}{2}$$

$$N = 2f_y t_0 y_n \quad (7.3a)$$

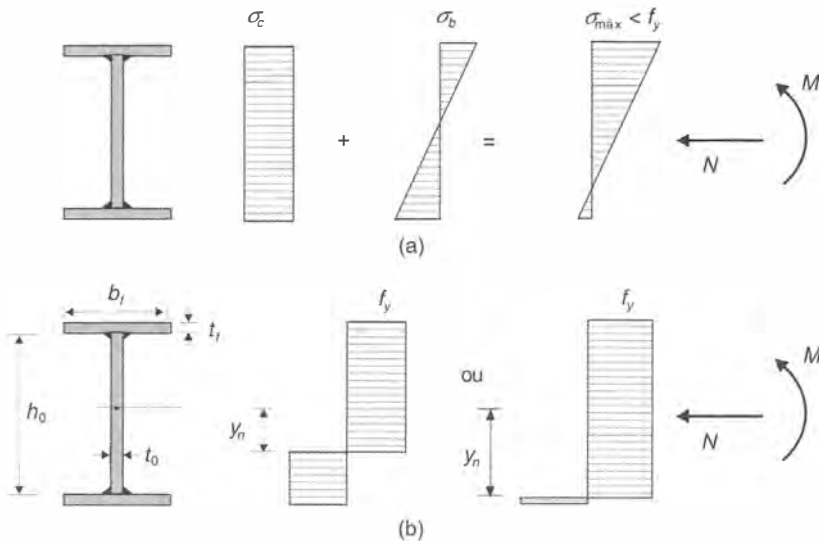


Fig. 7.3 (a) Resistência da seção limitada ao início da plastificação; (b) resistência da seção associada à plastificação total.

$$M = bt_f f_y (h_0 + t_f) + t_0 f_y \left(\frac{h_0^2}{4} - y_n^2 \right) \tag{7.3b}$$

Uma expressão aproximada de resistência da seção, para qualquer posição da linha neutra, pode ser usada no estado limite último, a qual mantém o formato básico da Eq. (7.2) obtida por combinação de tensões em regime elástico:

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_p} = 1 \tag{7.4}$$

onde $M_p = Z_j f_y$ [Eq. (6.3)].

A Fig. 7.4 apresenta uma comparação entre a equação aproximada de limite de resistência [Eq. (7.4)] e as equações exatas [Eqs. (7.3a) e (7.3b)] combinadas com outras duas obtidas para o caso de linha neutra plástica na mesa. Essas equações foram aplicadas ao perfil CVS 450 × 116. Observa-se que as equações teóricas e a aproximada se reduzem aos casos particulares de seção sob compressão centrada ($M = 0$) e de seção sob flexão simples ($N = 0$). Verifica-se também que a equação aproximada é conservadora, principalmente na região de esforços normais reduzidos.

Uma outra aproximação (NBR 8800, AISC), dada pelas expressões:

$$\text{para } \frac{N}{N_y} \geq 0,2 \quad \frac{N}{N_y} + \frac{8}{9} \frac{M}{M_p} \leq 1,0 \tag{7.5a}$$

$$\text{para } \frac{N}{N_y} < 0,2 \quad \frac{N}{2N_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1,0 \tag{7.5b}$$

está ilustrada na Fig. 7.4. Vê-se que essas expressões aproximadas representam bem o limite de resistência teórica.

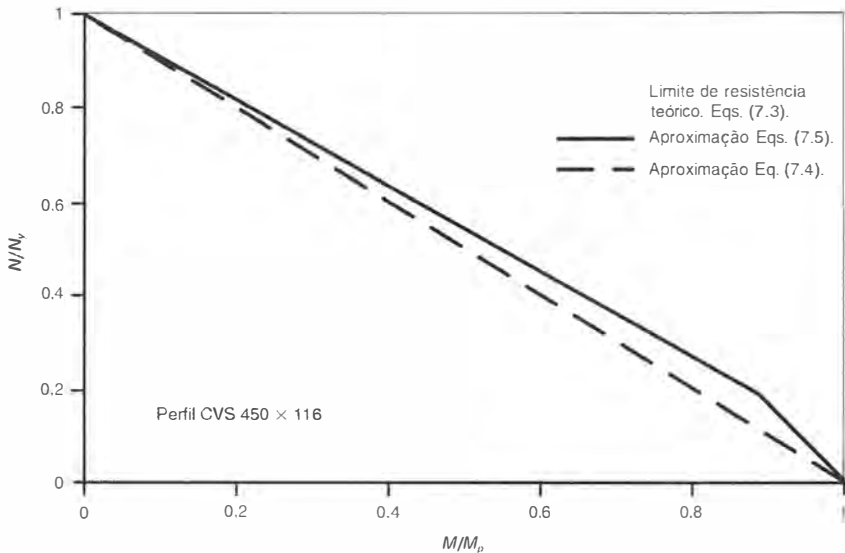


Fig. 7.4 Viga-coluna com extremidades indesejáveis. Comparação entre expressões para limite de resistência de seção de perfil CVS 450 × 116 sob flexocompressão.

Para definir o limite de resistência das hastes sob flexocompressão ou flexotração, as normas adotam expressões chamadas de curvas de interação, que possuem o formato das [Eqs. (7.5a) e (7.5b)] e incorporam todas as possibilidades de instabilidade das hastes, seja no modo coluna, no modo viga ou no modo local (de placa).

7.3 | VIGA-COLUNA SUJEITA À FLAMBAGEM NO PLANO DE FLEXÃO

Viga-coluna com Extremos Indeslocáveis

Trata-se do caso ilustrado na Fig. 7.1b no qual a viga-coluna com extremos indeslocáveis apresenta uma deflexão lateral δ_i resultante da ação da compressão e do momento fletor.

Considera-se inicialmente o caso em que são aplicados nas extremidades momentos M iguais e opostos como ilustra a Fig. 7.5a. Sob ação desses momentos, apenas, a viga-coluna apresentaria uma deflexão primária no meio do vão, igual a

$$\delta_1 = \frac{ML^2}{8EI} \quad (7.6)$$

Mas com o esforço normal N há também um momento fletor secundário Ny , e o equilíbrio se dá com a deflexão total (Gere e Timoshenko, 1994):

$$\delta_i = \frac{M}{N} \left[\sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_{cr}}} - 1 \right] \quad (7.7)$$

onde $N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$. [5.1]

A fórmula secante, Eq. (7.7), da deflexão final δ_i no meio do vão pode ser aproximada com a expressão:

$$\delta_i \approx \frac{\delta_1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad [5.3]$$

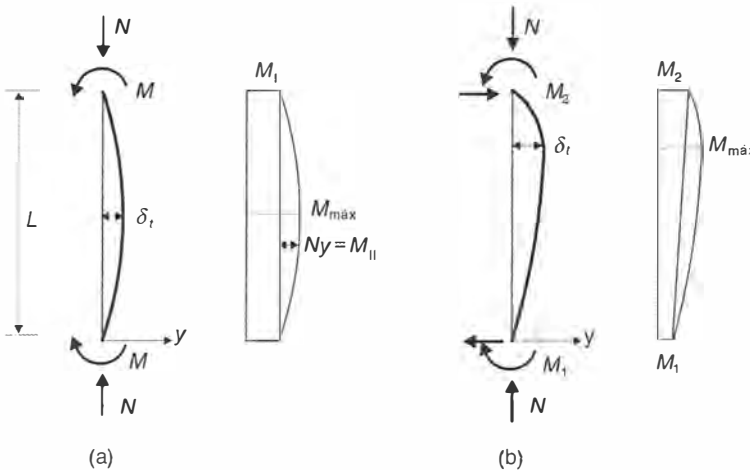


Fig. 7.5 Viga-coluna com extremos indeslocáveis. Efeito de segunda ordem: (a) momentos extremos iguais; (b) momentos extremos diferentes.

obtida para o caso de coluna com imperfeição geométrica (ver Seção 5.2), sendo agora δ_1 a deflexão primária oriunda do momento M , Eq. (7.6).

O momento fletor máximo, que ocorre no meio do vão, é a soma do momento fletor de 1.^a ordem M_1 mais o momento fletor $N\gamma$ originado da ação do esforço normal na estrutura deformada (efeito de 2.^a ordem), resultando em

$$M_{\text{máx}} = M_1 + N\delta_1 = M_1 \frac{C}{(1 - N/N_{cr})} \tag{7.8a}$$

onde $C = 1 + 0,23N/N_{cr}$.

Vê-se, na Eq. (7.8a), que o momento máximo pode ser escrito como uma amplificação do momento primário M_1 . Neste caso o coeficiente de amplificação foi obtido admitindo-se uma variação senoidal do momento de 2.^a ordem ao longo da altura da coluna (Reis e Camotim, 2001).

Para outras situações da viga-coluna com extremos indeslocáveis, tais como vigas-colunas com momentos extremos diferentes (Fig. 7.5b) e ainda vigas-colunas com cargas transversais aplicadas, pode-se também chegar à determinação do momento máximo no mesmo formato da Eq. (7.8a):

$$M_{\text{máx}} = B_1 M_1 \tag{7.8b}$$

onde
$$B_1 = C_m \frac{1}{1 - N/N_{cr}} \geq 1,0 \tag{7.9}$$

C_m é um fator que depende da configuração do diagrama do momento fletor de 1.^a ordem e da relação N/N_{cr} .

M_1 é o valor máximo do momento fletor de 1.^a ordem.

De acordo com a NBR 8800, nas hastes em que não houver cargas transversais tem-se C_m dado

$$C_m = 0,60 - 0,40 \frac{M_1}{M_2} \tag{7.10}$$

sendo M_1 e M_2 os momentos de extremidade da barra (Fig. 7.5) com $|M_2| > |M_1|$. A relação M_1/M_2 é positiva quando os momentos produzem curvatura reversa e negativa em caso de curvatura simples.

Em caso de hastes com extremidades indeslocáveis sujeitas a cargas transversais, C_m pode ser tomado conservadamente igual a 1,0 ou obtido por cálculo analítico (Salmon e Johnson, 1990).

A curva de interação para resistência de uma seção, Eq. (7.4), pode ser aplicada a uma viga-coluna sujeita à flambagem no plano de flexão, substituindo-se o momento solicitante pela expressão (7.9).

$$\frac{N}{N_c} + \frac{B_1 M_1}{M_p} = 1 \tag{7.11}$$

onde N_c é a carga última de compressão da haste, que causaria o colapso na ausência do momento fletor M , igual a $f_c A_g$.

A Fig. 7.6 apresenta uma comparação entre a curva de interação da Eq. (7.11), aplicada a uma haste com um certo perfil, para três valores distintos de esbeltez Kl/i e as respectivas soluções analíticas. Verifica-se que a equação de interação representa adequadamente a resistência da haste.

Viga-coluna com Extremidades Deslocáveis

O comportamento não linear de vigas-colunas com extremidade deslocável lateralmente pode ser estudado decompondo-se em parcelas tanto a configuração deformada quanto o diagrama de momentos flectores, conforme ilustrado na Fig. 7.7. Os deslocamentos são desmembrados

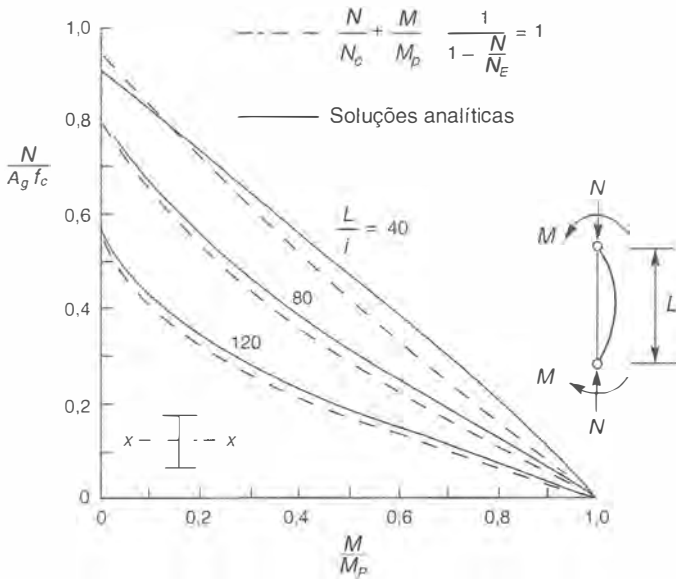


Fig. 7.6 Exemplos de curvas de interação para colunas sujeitas à flexocompressão. As linhas tracejadas correspondem à fórmula empírica de interação [Eq. (7.11)]. As linhas cheias correspondem a soluções analíticas rigorosas do problema (Galambos, 1998).

em uma configuração retilínea ligando os pontos extremos afastados lateralmente de Δ e uma configuração deformada da curva ao longo da haste representada pelo deslocamento δ . O diagrama de momentos pode ser decomposto em três parcelas:

- M_I é o momento de 1.ª ordem, calculado na situação da haste indeformada;
- M_Δ é o momento da força axial decorrente do deslocamento lateral do extremo da haste;
- M_δ é o momento da força axial devido ao deslocamento do eixo da haste δ , tal qual o momento de 2.ª ordem da viga-coluna com apoios extremos indeslocáveis [Eq. (7.8)]

As parcelas M_Δ e M_δ são momentos de 2.ª ordem obtidos por equilíbrio da haste na configuração deformada, e são conhecidos, respectivamente, por efeito global de 2.ª ordem ($P - \Delta$) e efeito local de 2.ª ordem ($P - \delta$). Tal como M_δ , o momento M_Δ também pode ser escrito na forma de uma amplificação do momento primário M_I . Para isto considera-se a viga-coluna engastada e livre das Figs. 7.8. Na Fig. 7.8a ilustram-se os resultados da análise linear (de 1.ª ordem) em termos do deslocamento lateral no topo Δ_I e o momento fletor na base M_I . A análise feita com o equilíbrio na posição deformada (análise de 2.ª ordem) apresenta os resultados mostrados na Fig. 7.8b, sendo o momento na base M_Δ escrito como uma amplificação do momento M_I :

$$M_\Delta = B_2 M_I = H L + N \Delta \tag{7.12}$$

O cálculo do deslocamento Δ é feito com base na análise da mesma viga-coluna sob ação de uma carga equivalente H_{eq} ilustrada na Fig. 7.8c, que fornece o mesmo momento M_Δ na base. Igualando-se, de forma aproximada, os deslocamentos no topo dos sistemas das Figs. 7.8b e c tem-se:

$$\Delta = \Delta_I \left(1 + \frac{N \Delta}{H L} \right) = \left(H + \frac{N \Delta}{L} \right) \frac{L^3}{3 EI} \tag{7.13}$$

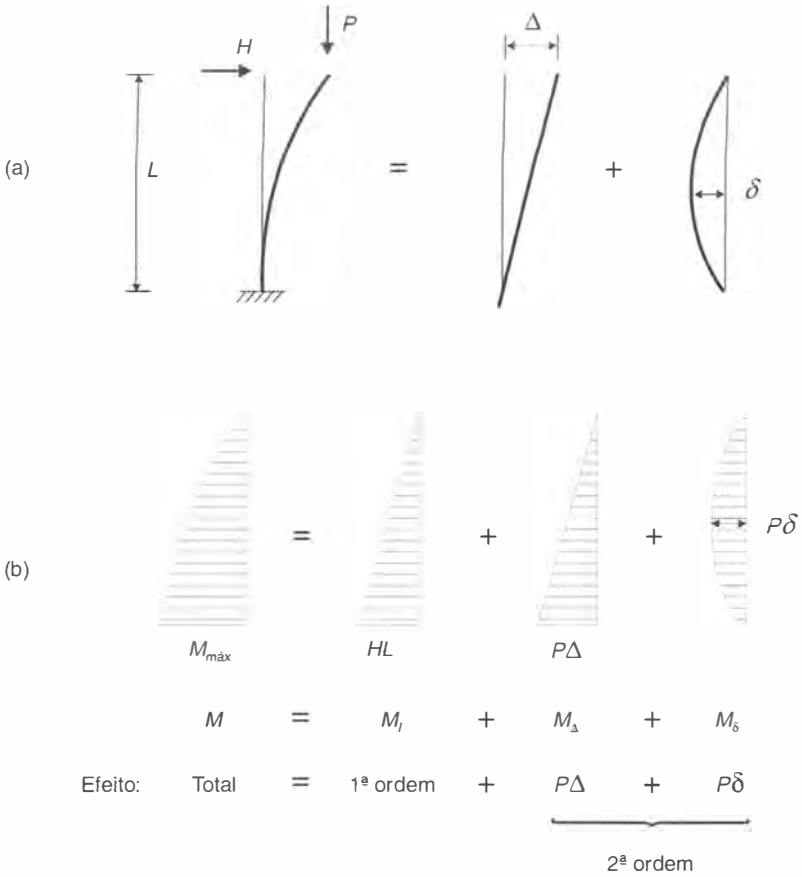


Fig. 7.7 Viga-coluna com deslocamento lateral de extremidade. (a) Decomposição da configuração deformada; (b) decomposição do diagrama de momentos fletores.

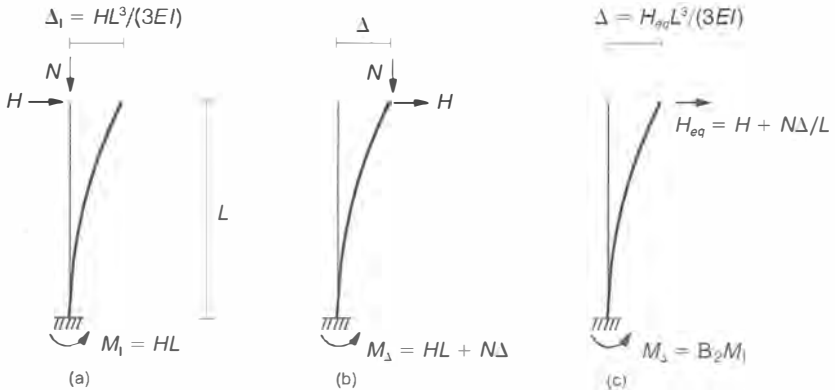


Fig. 7.8 Análise de viga-coluna com extremo deslocável: (a) análise linear (1.ª ordem); (b) análise de 2.ª ordem; (c) análise linear com carga lateral equivalente.

Resolvendo-se a Eq. (7.13) para Δ e substituindo-se na Eq. (7.12), obtém-se a expressão de B_2 :

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{N \Delta_l}{H L}} \quad (7.14)$$

No caso de a viga-coluna pertencer a um pórtico, o esforço normal N e a carga horizontal H na Eq. (7.14) são substituídos, respectivamente por ΣN e ΣH , que representam o somatório dos esforços normais e esforços cortantes nas colunas do andar. Chega-se, assim, ao coeficiente B_2 apresentado pela NBR 8800 (2008) para compor o método da amplificação dos esforços:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_h \Sigma N_d}{R_s h \Sigma H_d}} \quad (7.15)$$

onde ΣN_d e ΣH_d são, respectivamente, a carga gravitacional e o esforço cortante totais de projeto no andar considerado,

Δ_h é o deslocamento interpavimento resultante da análise linear (1.^a ordem),

h é altura do pavimento,

$R_s = 0.85$ nas estruturas com funcionamento de pórtico (Figs. 1.30a e c) nas quais a rigidez lateral depende da rigidez à flexão das barras e da rigidez à rotação das ligações. Para estruturas contraventadas, $R_s = 1.0$.

Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes

Os esforços solicitantes de projeto resultantes de análise de 2.^a ordem podem ser obtidos de forma aproximada aplicando-se os coeficientes B_1 e B_2 dados nas Eqs. (7.9) e (7.15), respectivamente, aos resultados de duas análises lineares a serem superpostas: análise da estrutura impedida de deslocar-se lateralmente (estrutura *nt*) e análise da estrutura deslocável (estrutura *lt*) sujeita apenas às cargas horizontais iguais às reações obtidas na estrutura *nt*, conforme ilustra a Fig. 7.9.

A superposição dos esforços amplificados é feita com as expressões:

$$M_d = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (7.16a)$$

$$N_d = N_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (7.16b)$$

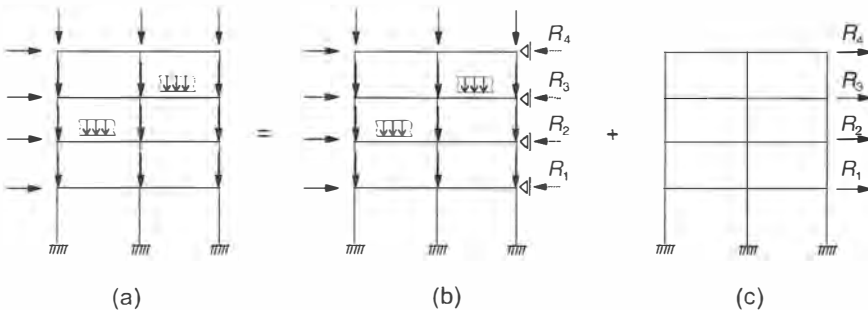


Fig. 7.9 Superposição de análises lineares: (a) modelo da estrutura; (b) estrutura indeslocável *nt* (*no translation*); (c) estrutura *lt* (*lateral translation*).

7.4 | DIMENSIONAMENTO DE HASTES À FLEXOCOMPRESSÃO E À FLEXOTRAÇÃO

Nos métodos elásticos de análise de tensões utilizados no método das tensões admissíveis, o dimensionamento à flexocompressão era feito por adição das tensões normais [Eq. (7.1)]. Nos estados limites, como os mecanismos de ruptura são diferentes para cada sollicitação, a adição de tensão é substituída por equações empíricas de interação.

O formato dessas equações foi apresentado na Seção 7.2 para o caso de plastificação total da seção, Eqs. (7.5a) e (7.5b).

Para aplicação destas equações no estado limite do projeto, os esforços sollicitantes M e N são substituídos pelos correspondentes esforços de projeto (M_d e N_d), e os esforços de plastificação são substituídos pelos esforços resistentes à compressão (ou tração) e à flexão de projeto obtidos conforme descrito nos Caps. 5 (ou 2) e 6, considerando os estados limites aplicáveis, tais como plastificação da seção, flambagem global de colunas, flambagem local, flambagem lateral de vigas etc.

Nos casos de vigas-colunas sujeitas à flexão em dois planos, as curvas de interação (Figs. 7.4 e 7.5) se transformam em superfícies de interação.

As fórmulas de interação adotadas pela NBR 8800 se aplicam nas seções I e H com dois eixos de simetria, nas seções I ou H com um eixo de simetria no plano médio da alma e com flexão neste plano, além de outras seções:

$$\text{– para } \frac{N_d}{N_{d\text{res}}} \geq 0,2 \quad \frac{N_d}{N_{d\text{res}}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{d\text{dx}}}{M_{d\text{res}x}} + \frac{M_{d\text{dy}}}{M_{d\text{res}y}} \right) \leq 1,0 \quad (7.17a)$$

$$\text{– para } \frac{N_d}{N_{d\text{res}}} < 0,2 \quad \frac{N_d}{2 N_{d\text{res}}} + \left(\frac{M_{d\text{dx}}}{M_{d\text{res}x}} + \frac{M_{d\text{dy}}}{M_{d\text{res}y}} \right) \leq 1,0 \quad (7.17b)$$

onde N_d , $M_{d\text{dx}}$ e $M_{d\text{dy}}$ são os esforços sollicitantes de projeto, sendo os dois últimos os momentos fletores em torno dos eixos x e y , respectivamente, e N_d o esforço axial de tração ou de compressão.

$N_{d\text{res}}$ é o esforço axial resistente de projeto (de tração ou de compressão, o que for aplicável);

$M_{d\text{res}x}$ e $M_{d\text{res}y}$ são os momentos fletores resistentes em relação aos eixos x e y , respectivamente.

Esforços Sollicitantes de Projeto

No método de análise da estabilidade de estruturas apertadas adotado pela NBR 8800, o esforço normal resistente à compressão com flambagem ($N_{d\text{res}}$) a ser aplicado nas Eqs. (7.17) é calculado com base no coeficiente K de flambagem igual a 1,0, ou seja, o comprimento de flambagem é tomado igual ao comprimento da haste. Trata-se de uma importante simplificação em relação ao procedimento de projeto anteriormente adotado, em que K deveria ser calculado da teoria da estabilidade elástica ou de forma aproximada por meio dos ábacos de pontos alinhados (NBR 8800, 1996). Para permitir esta simplificação no processo de verificação em estado limite último, este método impõe a determinação dos esforços internos segundo uma análise elástica com não linearidade geométrica (ou de 2.^a ordem – ver Item 11.1). Devem ser considerados os efeitos que produzem acréscimos de deslocamentos laterais e que não estão explicitamente modelados tais como imperfeições geométricas e os efeitos denominados efeitos de imperfeições de material. A calibração do método é efetuada frente aos resultados obtidos de análises inelásticas de 2.^a ordem que consideram a progressão da plasticidade distribuída

na seção transversal e ao longo do comprimento dos elementos incluídas as tensões residuais (AISC, 2005).

As considerações a serem adotadas na análise dependerão da sensibilidade da estrutura a deslocamentos laterais, medida pela razão Δ_2/Δ_1 entre os deslocamentos laterais de cada andar relativamente à base, obtidos pelas análises de 2.^a ordem e de 1.^a ordem. Esta razão pode ser aproximada pelo coeficiente B_2 [Eq. (7.15)] calculado com base na análise de 1.^a ordem. Para este cálculo considera-se o modelo da estrutura com imperfeições geométricas e com as propriedades de rigidez originais. Quando, em todos os andares tivermos:

- Δ_2/Δ_1 (ou B_2) $\leq 1,1$, a estrutura é classificada como de pequena deslocabilidade,
- $1,1 < \Delta_2/\Delta_1$ (ou B_2) $\leq 1,4$, a estrutura é dita de média deslocabilidade,
- Δ_2/Δ_1 (ou B_2) $> 1,4$, tem-se uma estrutura de grande deslocabilidade.

Esta classificação é feita para cada combinação de ações. Entretanto, permite-se que seja adotada para todas as combinações de ações, a classificação feita para a combinação que, além de apresentar cargas horizontais, fornecer a maior resultante de carga gravitacional.

Para as estruturas em que $B_2 \leq 1,4$, a análise de 2.^a ordem pode ser efetuada pelo método da amplificação dos esforços [Eqs. (7.16)]. A análise deve levar em conta os efeitos de imperfeições geométricas, por exemplo modelando-se a estrutura imperfeita, com desaprumo correspondente a deslocamentos interpavimento iguais a $h/333$, sendo h a altura do andar. Alternativamente, pode-se modelar a estrutura perfeita e aplicar cargas horizontais fictícias que produzam o desaprumo considerado (NBR 8800). No modelo de estruturas de média deslocabilidade deve-se, adicionalmente, reduzir a rigidez à flexão e a rigidez axial para 80% dos valores originais, o que afeta tanto o coeficiente B_2 quanto o coeficiente B_1 [Eqs. (7.9) e (5.1)]. Esta consideração visa representar a redução de rigidez de hastes de esbeltez intermediária e de hastes curtas no processo de flambagem inelástica, além de aplicar uma redução de resistência à flambagem de colunas esbeltas compatível com a curva de flambagem do elemento isolado.

7.5 SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO

7.5.1 Conceitos Gerais

Sistemas estruturais formados por treliças e pórticos dispostos em planos verticais paralelos, como é usual em coberturas, estruturas para galpões (ver Fig. 1.33) e para edificações, devem ser contraventados para garantir sua estabilidade lateral e reduzir o comprimento de flambagem das hastes comprimidas. Conforme exposto no Item 1.9.4, nos sistemas estruturais para edificações em que as ligações viga-pilar são flexíveis, o contraventamento é essencial para restringir o deslocamento lateral dos pilares.

Identificam-se dois tipos de sistemas de contraventamento para pilares, conforme ilustrado na Fig. 7.10: contenção nodal e contenção relativa.

No sistema de contenção nodal, o elemento de contraventamento é conectado a um ponto da haste contraventada e a um apoio externo tal como o encontro rígido da Fig. 7.10a. Por isso, o controle do deslocamento é feito de forma independente dos outros pontos contraventados. Já na contenção relativa, o elemento de contraventamento é conectado a um outro ponto contraventado adjacente para oferecer restrição ao movimento lateral. No caso da Fig. 7.10b, a diagonal e a haste horizontal compõem o sistema de contraventamento. Entretanto, nos casos em que a haste horizontal é uma viga inserida em um sistema de piso muito rígido em seu próprio plano, a rigidez e a resistência da diagonal é que controlam o comportamento do sistema.

7.5.2 Dimensionamento do Contraventamento de Colunas

O dimensionamento do contraventamento se baseia no critério duplo resistência-rigidez desenvolvido por Winter (1960), através do modelo simplificado da Fig. 7.11.

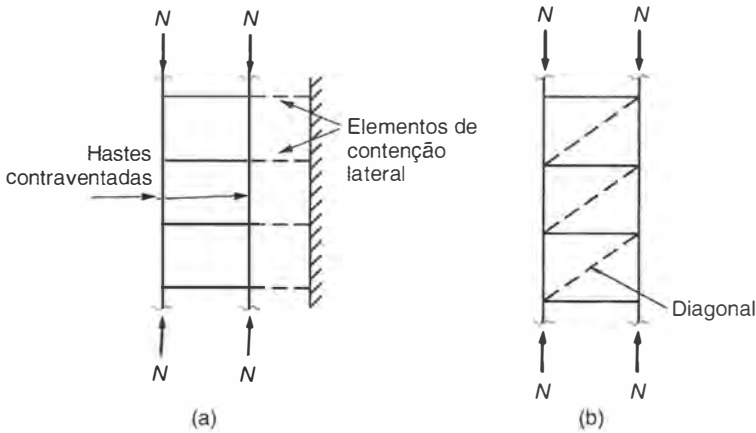


Fig. 7.10 Sistemas de contraventamento para pilares: (a) contenção nodal; (b) contenção relativa.

A coluna com imperfeição geométrica δ_0 da Fig. 7.11a está contraventada no meio do vão, sendo este contraventamento representado pela mola de rigidez k . O diagrama de corpo livre do trecho inferior da coluna está mostrado na Fig. 7.11b, onde F_{br} é a força na mola. Após a deformação, este trecho inferior pode ser representado de forma aproximada pelo diagrama da Fig. 7.11c, em que o momento M_0 não foi considerado e δ é o encurtamento da mola. Escrevendo-se a equação de equilíbrio de momento em torno do ponto A, tem-se

$$\sum M_A = 0 \rightarrow N(\delta_0 + \delta) - F_{br}l_h = 0 \tag{7.18}$$

onde $F_{br} = k\delta$.

Para a coluna perfeita ($\delta_0 = 0$), a Eq (7.18) fornece a rigidez ideal k_i , necessária para que a coluna atinja a sua carga crítica $N_{cr}(l_b)$ associada ao comprimento de flambagem l_b (ver Fig. 7.11d).

$$k_i = \frac{\pi^2 EI}{l_b^3} = \frac{N_{cr}}{l_b} \tag{7.19}$$

Adotando este coeficiente de rigidez k_i para o contraventamento da coluna imperfeita, a carga N_{cr} poderá ser atingida para deslocamentos laterais muito grandes, como mostrado na Fig. 7.11e e conseqüentemente para altos valores da força F_{br} na mola. Se, por outro lado, for adotado $k = 2k_i$, o deslocamento δ restringe-se ao valor δ_0 para $N = N_{cr}(l_b)$, e a força na mola, obtida da Eq. (7.18), é expressa por

$$F_{br} = N \frac{2\delta_0}{l_b} \tag{7.20}$$

A rigidez k_i de um ponto de contenção lateral permite que a coluna perfeita atinja a carga crítica da coluna birrotulada entre apoios ($K = 1,0$, Fig. 5.5). Entretanto, para impedir o deslocamento lateral no topo da coluna engastada na base e originalmente livre no topo, alterando K de 2 para 0,7 (Fig. 5.5), teoricamente é necessário um contraventamento de rigidez infinita (Galambos, 1998). Para atingir 95% da carga crítica correspondente a $K = 0,7$, a rigidez do contraventamento deve ser de $5k_i$.

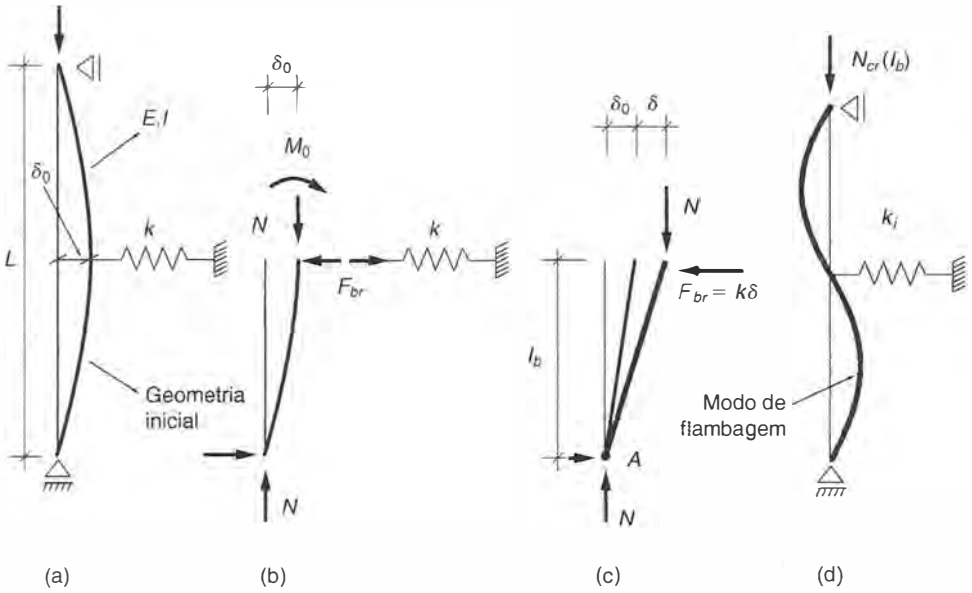


Fig. 7.11 Rigidez e força no contraventamento de peça comprimida: (a) coluna imperfeita com contraventamento de rigidez k ; (b) diagrama de corpo livre do trecho inferior da coluna imperfeita ainda indeformada; (c) diagrama de corpo livre após a deformação; (d) comprimento de flambagem da coluna perfeita; (e) resposta carga \times deslocamento da coluna imperfeita com dois valores de rigidez do contraventamento.

Ainda em relação ao caso de uma coluna perfeita de comprimento l , agora com n pontos igualmente espaçados de contraventamento lateral, a solução exata (Timoshenko, Gere, 1961) mostra que a rigidez k das molas, necessária para que a coluna atinja a carga crítica $N_{cr}(l_b)$ associada ao comprimento $l_b = l/(n + 1)$, varia entre $2k_i$ e $4k_i$. Para um ponto de contenção lateral ($n = 1$), $k = 2k_i$ e para um grande número de pontos, tem-se $k = 4k_i$.

De acordo com a NBR 8800, os elementos que provêm contenção nodal a colunas devem ser dimensionados para uma força dada por

$$F_{br} = 0,010 N_d \quad (7.21a)$$

que corresponde à imperfeição igual $l_b/200$ na Eq. (7.20). Na Eq. (7.21a) N_d é o esforço normal solicitante de projeto na coluna a ser contraventada.

A rigidez k requerida da contenção nodal é baseada em $2k_i$ para levar em conta as imperfeições geométricas, superposta a uma variação entre $2k_i$ e $4k_i$ para considerar a existência de n pontos de contenção lateral igualmente espaçados de l_b :

$$k = \frac{2(4 - 2/n) N_d}{l_b} \gamma_r \quad (7.21b)$$

onde γ_r é um fator de segurança da rigidez, igual a 1,35.

Para as contenções relativas os requisitos de força resistente de projeto e de rigidez são dados por:

$$F_{br} = 0,004 N_d \quad (7.22a)$$

$$k = \frac{2N_d}{l_b} \gamma_r \quad (7.22b)$$

A NBR 8800 apresenta ainda os requisitos de rigidez e resistência para as contenções laterais de viga de modo a restringir deslocamentos laterais, rotações de torção ou ambos.

7.6 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

7.6.1 Uma coluna com extremidades indeslocáveis de perfil CVS 450 × 116, de aço MR250, está sujeita a esforços permanentes: compressão $P = 800$ kN e momento fletor constante $M = 50$ kNm atuando no plano de alma. Verificar a segurança da coluna, sabendo-se que há contenção lateral contínua no plano perpendicular à alma e que o comprimento de flambagem da coluna no plano do momento fletor é de 6 m.

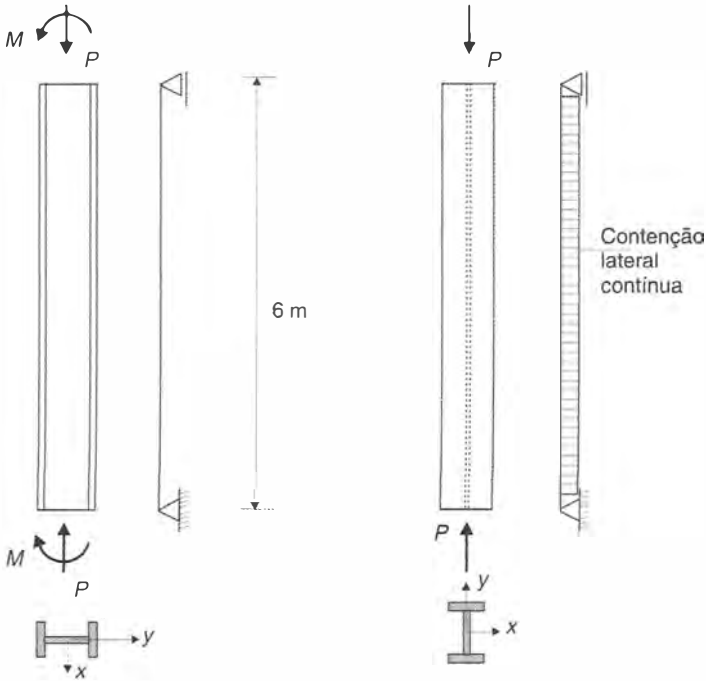


Fig. Probl. 7.5.1

Solução

- a) Esforços solicitantes de projeto
Esforço normal solicitante de projeto

$$N_d = 1,4 \times 800 = 1120 \text{ kN}$$

Momento fletor solicitante de projeto

O diagrama de momentos fletores será como aquele ilustrado na Fig. 7.5a, com a seção do meio do vão sendo a mais solicitada em função da flambagem (efeito $P - \delta$). O momento máximo pode ser calculado com a Eq. (7.8b), sendo C_m dado pela Eq. (7.10):

$$C_m = 1,0$$

$$\left(\frac{K \ell}{i}\right)_x = \frac{600}{18,88} = 31,8$$

$$N_{cr,x} = \frac{\pi^2 \times 20.000}{31,8^2} \times 148,3 = 28.948 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{1,0}{1 - \frac{1120}{28.948}} = 1,039 > 1,0$$

$$M_{dx} = 1,4 \times 50 \times 1,039 = 72,7 \text{ kNm}$$

b) Esforços resistentes à compressão e à flexão

Características geométricas do perfil

$$\begin{array}{llll} A = 148,3 \text{ cm}^2 & W_y = 2348 \text{ cm}^3 & i_x = 18,88 \text{ cm} & Z_x = 2629 \text{ cm}^3 \\ I_y = 7207 \text{ cm}^4 & W_x = 480 \text{ cm}^3 & i_y = 6,97 \text{ cm} & \\ J = 109 \text{ cm}^4 & C_w = 3.393.704 \text{ cm}^6 & & \end{array}$$

Classificação da seção quanto à flambagem local

$$\text{Mesa } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 16} = 9,4 < 11$$

$$\text{Alma } \frac{h_0}{t_0} = \frac{418}{12,5} = 33 < 42 \therefore Q = 1$$

Verifica-se que a seção é compacta para compressão axial (Tabela 5.1) e para flexão (Tabela 6.1).

Esforço normal resistente da haste (flambagem em torno do eixo xx)

$$\lambda_0 = 31,8 \sqrt{\frac{250}{\pi^2 \cdot 200.000}} = 0,36$$

$$N_{d \text{ res}} = 148,3 \times 0,947 \times 25 / 1,10 = 3192 \text{ kN}$$

Momento fletor resistente

$$M_{d \text{ res}} = 2629 \times 25 / 1,10 = 59.750 \text{ kNcm} = 591,7 \text{ kNm}$$

c) Verificação da seção do meio do vão (haste sob flexocompressão com flambagem)
Equação de interação

$$\frac{1120}{3192} + \frac{72,7}{591,7} = 0,35 + 0,12 = 0,47$$

A coluna atende ao critério de segurança.

7.6.2 Resolver o Probl. 7.6.1, eliminando a contenção lateral contínua no plano perpendicular ao de flexão.

Solução

Neste caso a haste fica sujeita à flambagem como coluna em torno do eixo yy e à flambagem lateral torcional (como viga).

- a) Esforços resistentes
Esforço normal resistente

$$\left(\frac{Kl}{i}\right)_y = \frac{600}{6,97} = 86$$

$$N_{d\text{ res}} = 148,3 \times 0,685 \times 25 / 1,10 = 2309 \text{ kN}$$

Momento fletor resistente com flambagem lateral

$$l_b = 6 \text{ m}$$

$$l_{bp} = 50 \times i_y = 50 \times 6,97 = 348 \text{ cm}$$

Com a Eq. (6.19), obtém-se $l_{br} = 1342 \text{ cm}$

$$M_r = 2348 \times (25 - 7,5) = 41.090 \text{ kNcm}$$

$$M_p = 2629 \times 25 = 65.725 \text{ kNcm}$$

Com $C_b = 1,0$, tem-se, pela Eq. (6.20),

$$M_n = 657,3 - (657,3 - 410,9) \frac{6 - 3,48}{13,4 - 3,48} = 594,7 \text{ kNm}$$

$$M_{d\text{ res}} = M_n / \gamma_{dt} = 594,7 / 1,10 = 540,6 \text{ kNm}$$

- b) Equação de interação

$$\frac{1120}{2309} + \frac{72,7}{540,6} = 0,49 + 0,13 = 0,62 < 1$$

O perfil atende ao critério de segurança.

7.6.3 Resolver o Probl. 7.6.1 admitindo que o esforço normal atua com uma excentricidade de 2 cm em relação ao eixo menos resistente do perfil, e que não há contenção lateral.

Solução

- a) Esforços solicitantes

Além do esforço normal, o perfil ficará sujeito a momentos fletores primários nos dois planos principais:

$$M_x = 50 \text{ kNm}; M_y = 800 \times 0,02 = 16 \text{ kNm}$$

Na seção do meio do vão, que é a mais solicitada, tem-se:

$$N_d = 1120 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 72,7 \text{ kNm (Probl. 7.6.1)}$$

$$M_{dy} = 1,4 \times 16 \times \frac{1,0}{1 - \frac{N_d}{N_{cr,y}}} = 31,2 \text{ kNm}$$

$$\text{com } N_{cr,y} = \pi^2 \frac{20.000}{86^2} \times 148,3 = 3958 \text{ kN}$$

- b) Esforço resistente à flexão em torno do eixo yy' (seção compacta)
Para flexão em torno do eixo de menor inércia não há possibilidade de flambagem lateral.

$$Z_y = 4 \times 1,6 \times 15 \times 7,5 = 720 \text{ cm}^3$$

$$M_{d, \text{res}} = 720 \times 25/1,10 = 16.363 \text{ kNcm} = 164 \text{ kNm}$$

- c) Equação de interação

$$\frac{1120}{2309} + \frac{72,7}{540,6} + \frac{31,2}{164} = 0,49 + 0,13 + 0,19 = 0,81 < 1,0$$

O perfil é satisfatório.

7.6.4 Dimensionar as estroncas utilizadas no escoramento de uma cava a céu aberto, indicado na figura. Cada escora recebe uma carga axial de 320 kN e uma carga vertical distribuída de 1 kN/m. Usar perfis laminados MR250. As cargas são do tipo permanente.

Solução

Os problemas de projeto são resolvidos por tentativas. Admite-se um perfil e verifica-se se ele atende às condições de segurança. Se estas não forem atendidas, ou se o forem com muita folga, repetem-se os cálculos admitindo-se um outro perfil. As tentativas são continuadas até se obter uma solução considerada satisfatória.

Para o presente problema será admitido um perfil duplo I 381 (15") \times 63,3 kg/m. Os perfis duplo I são adequados para trabalhar como escoras, já que possuem inércia elevada em relação aos dois eixos principais.

Características geométricas do perfil duplo I 381 \times 63,3.

$$A = 2 \times 80,6 = 161,2 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 2 \times 975 = 1950 \text{ cm}^3$$

$$Z_x \approx 1,12 W_x = 2184 \text{ cm}^3$$

$$i_x = 15,2 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{i_{y1}^2 + \left(\frac{b_f}{2}\right)^2} = \sqrt{2,73^2 + 7^2} = 7,51 \text{ cm}$$

Índices de esbelteza do perfil

$$\left(\frac{Kl}{i}\right)_y = \frac{2000}{15,2} = 132 \quad \left(\frac{Kl}{i}\right)_z = \frac{1000}{7,51} = 133$$

a) Esforços solicitantes de cálculo

$$\text{Esforço normal } N_d = 1,3 \times 320 = 416 \text{ kN}$$

Momento de 1.^a ordem

$$g = 1 + 2 \times 0,633 = 2,27 \text{ kNm}$$

$$M_{1d} = 1,3 \times 2,27 \times 20^2/8 = 147 \text{ kNm}$$

Momento Máximo do Projeto

Aplica-se a Eq. (7.9), com $C_m = 1$, já que se trata de haste birrotulada com cargas transversais.

$$N_{crx} = 161,2 \frac{\pi^2 \times 20.000}{133^2} = 1799 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 147,6 \frac{1,0}{1 - \frac{416}{1799}} = 192,0 \text{ kNm}$$

b) Esforços resistentes de cálculos

A associação dos dois perfis I é feita com solda, formando um perfil celular de grande resistência à torção. Aplicando-se o critério da NBR 8800 para flexão de seções celulares, verifica-se que o momento resistente é igual ao momento de plastificação.

$$M_{dres} = 2184 \times 25/1,10 = 49.636 \text{ kN/cm} = 496,4 \text{ kN/m}$$

$$\lambda_0 = \left(\frac{Kl}{i}\right)_y \sqrt{\frac{f_y}{\pi^2 E}} = 133 \sqrt{\frac{250}{\pi^2 200.000}} = 1,49$$

$$f_c = 0,400 \times 250 = 100,0 \text{ MPa}$$

$$N_{dres} = 161,2 \times 10,0/1,10 = 1465 \text{ kN}$$

c) Equação de interação

$$\frac{416}{1465} + \frac{192,0}{496,4} = 0,28 + 0,38 = 0,66 < 1$$

O perfil adotado passa. Como existe uma certa folga, pode-se procurar um perfil mais leve.

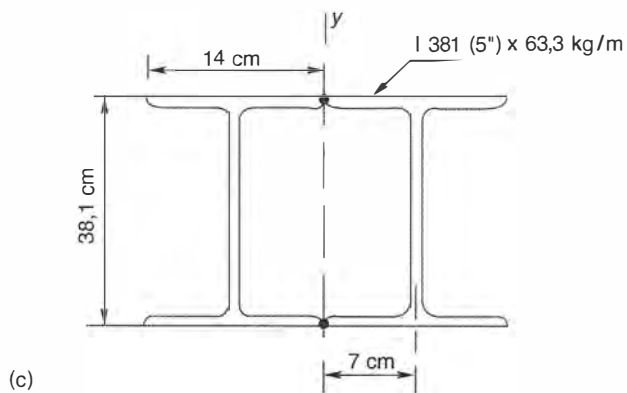
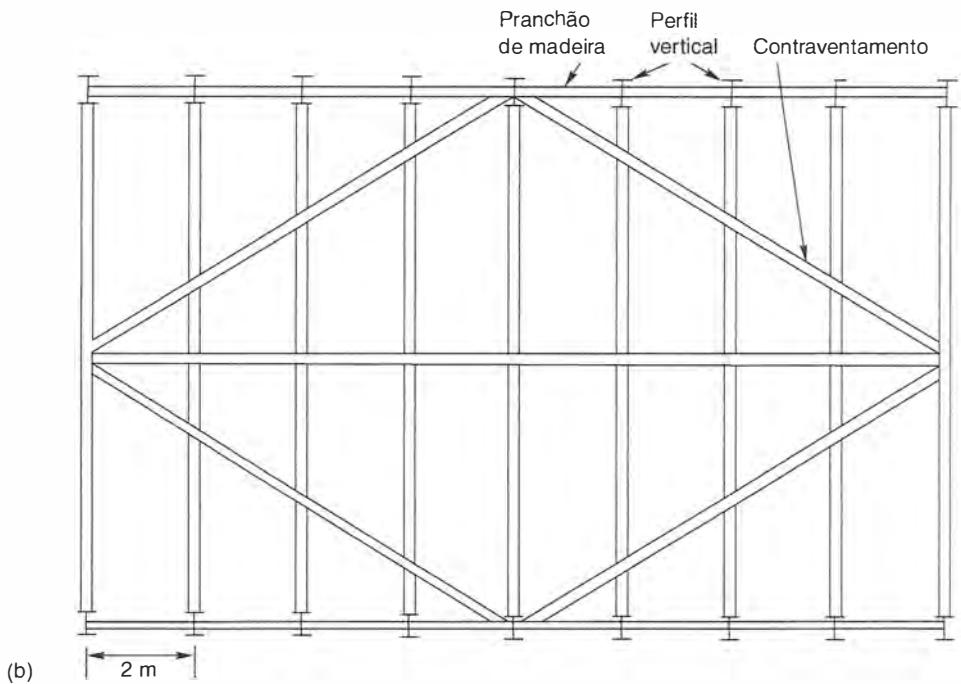
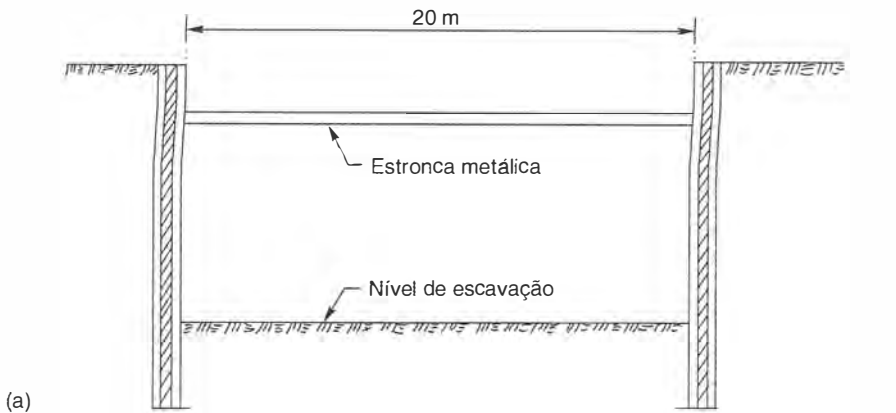
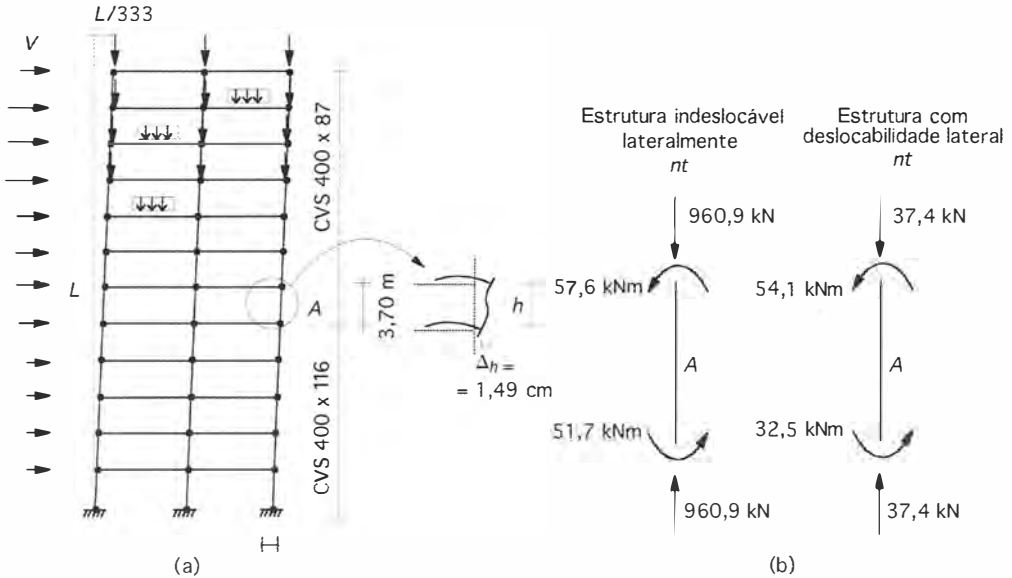


Fig. Probl. 7.6.4

7.6.5 O pórtico plano, cujo modelo estrutural está mostrado na Fig. Probl. 7.6.5a, é representativo do comportamento de uma estrutura de edifício e tem ligações rígidas entre as vigas e os pilares. Fora deste plano, os pilares compõem uma estrutura com ligações viga-pilar flexíveis contraventada por meio de treliçados verticais (ver Fig. 1.29). A estrutura está sujeita a cargas permanentes G devidas ao peso da estrutura, de paredes e revestimentos de piso, cargas Q devidas ao uso da edificação e cargas V de vento. Verificar a segurança do pilar A (perfil CVS400 \times 87) do pórtico para a ação da combinação de ações em que a carga Q é dominante. Aço MR250.



Solução

- a) Classificação da estrutura quanto à sensibilidade a deslocamentos laterais

Para esta classificação elaborou-se o modelo da estrutura com desaprumo correspondente a deslocamentos interpavimentos iguais a $h/333$. Foi efetuada a análise linear deste modelo nas condições sem e com deslocabilidade lateral conforme a Fig. 7.9, sujeito à combinação de ações C1:

$$C1: \gamma_G G + \gamma_Q Q + \gamma_V \psi_0 V$$

Com os resultados da análise foi feito o cálculo do fator B_2 [Eq. (7.15)] para cada andar. Como para alguns andares B_2 foi superior a 1,10 porém sempre inferior a 1,4, a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade.

- b) Determinação dos esforços solicitantes para a combinação C1

Utiliza-se o método da amplificação dos esforços de 1.ª ordem para se obter os esforços de 2.ª ordem (ver Seção 7.3). Sendo a estrutura de média deslocabilidade, o modelo para análise inclui não só as imperfeições geométricas como também a redução de rigidez. Para o trecho A do pilar externo resultaram os esforços mostrados na Fig. Probl. 7.6.5b das análises lineares das estruturas nt (sem deslocamento lateral – *no translation*) e lt (com deslocamento lateral – *lateral translation*) ilustradas na Fig. 7.9.

Cálculo de B_1

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{51,7}{57,6} = 0,24$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 80\% 20.000 \times 32.339}{370^2} = 37.303 \text{ kN}$$

$$B_1 = 0,24 \frac{1,0}{1 - (960,9 + 37,4) / 37.303} = 0,25 > 1,0 \quad \therefore B_1 = 1,0$$

Para o cálculo de B_2 utilizam-se os seguintes dados resultantes das análises:

Esforços nas três colunas do andar:

$\Sigma N_d = 3190 \text{ kN}$; $\Sigma H_d = 79,0 \text{ kN}$; deslocamento horizontal (ver detalhe Fig. Probl. 7.6.5): $\Delta_h = 1,49 \text{ cm}$

$$B_2 = \frac{1,0}{1 - \frac{1,49 \times 3190}{370 \times 79,0 \times 0,85}} = 1,23$$

Esforços solicitantes

$$N_d = 960,9 + 1,23 \times 37,3 = 1007 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,0 \times 57,6 + 1,23 \times 54,1 = 124,1 \text{ kNm}$$

- c) Cálculo dos esforços resistentes do perfil CVS 400 × 87
Classificação da seção quanto à flambagem local

$$\text{mesa} \quad \frac{b_f}{2t_f} = 12,0; \quad \text{alma} \quad \frac{h_0}{t_0} = 33,4$$

Com estas relações de esbeltez das placas de mesa e de alma, o perfil é compacto para compressão axial ($Q = 1,0$) e semicompacto para flexão (flambagem local da mesa).

Compressão axial com flambagem

$$\left(\frac{Kl}{i}\right)_x = \frac{1,0 \times 370}{17,1} = 21,6$$

$$\left(\frac{Kl}{i}\right)_y = \frac{1,0 \times 370}{7,13} = 51,9$$

$$N_{d \text{ res}} = 110,6 \times 0,864 \times 25 / 1,10 = 2172 \text{ kN}$$

Flexão

Plastificação total

$$M_p = 1787 \times 25 = 44.675 \text{ kNcm} = 446,7 \text{ kNm}$$

Flambagem local da mesa

$$\lambda_p = 11; \quad \lambda_r = 22,3$$

$$M_r = 1617 \times 25(1 - 0,3) = 28.297 \text{ kNm} = 283,0 \text{ kNm}$$

$$M_n = 446,7 - \frac{12 - 11}{22,3 + 11}(446,7 - 283,0) = 432,6 \text{ kNm}$$

Flambagem lateral torcional

$$l_{bp} = 7,13 \times 1,76 \sqrt{20.000/25} = 359 \text{ cm}; \quad l_{br} = 950 \text{ cm [Eq. (6.19)]}$$

$$M_r = 283,0 \text{ kNm}; \quad C_b = 2,22 \text{ [Eq. (6.17)]}$$

$$M_n = 2,22 \left[446,7 - \frac{370 - 359}{950 - 359}(446,7 - 283,0) \right] = 950,5 \text{ kNm} > M_p \quad \therefore M_n = M_p$$

Momento resistente de projeto

$$M_{d\text{res}} = 432,6/1,10 = 393,3 \text{ kNm}$$

d) Verificação a flexocompressão

$$\frac{N_d}{N_{d\text{res}}} > 0,2$$

$$\frac{1007}{2172} + \frac{8}{9} \frac{124,1}{393,3} = 0,74 < 1,0$$

O perfil é adequado para esta combinação de ações.

7.6.6 A estrutura contraventada da figura possui ligações flexíveis entre vigas e pilares e está sujeita às seguintes cargas no piso de cobertura: peso próprio de $2,0 \text{ kN/m}^2$ e sobrecarga de $0,5 \text{ kN/m}^2$. Nas fachadas YZ , a força horizontal resultante da ação do vento é igual a $13,0 \text{ kN}$. Dimensionar as barras do contraventamento no plano XZ de modo a oferecer estabilidade às colunas neste plano e resistir à ação do vento.

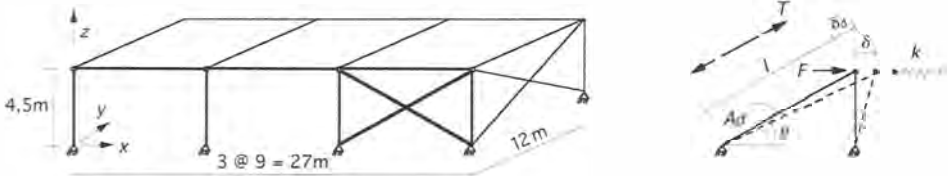


Fig. Probl. 7.6.6

Solução

- a) Rigidez necessária para estabilizar as colunas
Carga vertical total no conjunto das 4 colunas

$$N_d = (1,35 \times 2,0 + 1,5 \times 0,5) \times 6 \times 27 = 558,9 \text{ kN}$$

Rigidez necessária ao contraventamento nodal (as hastes de contenção têm um apoio rígido)

$$k_{nec} = \frac{2 \times 2 \times 558,9}{4,5} 1,35 = 670,7 \text{ kN/m}$$

- b) Área A_d necessária do elemento de contraventamento para atender ao critério de rigidez

Para determinar a rigidez horizontal k oferecida pela diagonal de área A_d (despreza-se a contribuição da diagonal comprimida), aplica-se um deslocamento δ unitário e calcula-se a força F resultante (ver Fig. Probl. 7.6.6). O alongamento da diagonal é δ_d e seu esforço de tração T vale

$$T = \frac{EA_d}{l} \delta_d$$

$$\text{A rigidez vale: } k = \frac{F}{\delta} = \frac{T \cos\theta}{\delta_d / \cos\theta} = \frac{EA_d}{l} \cos^2\theta$$

Igualando k à rigidez necessária chega-se a

$$A_d > \frac{6,71l}{E \cos^2\theta} = \frac{6,71 \times 1006}{20000 \times \cos^2 26,5^\circ} = 0,42 \text{ cm}^2$$

- c) Área A_d necessária do elemento de contraventamento para atender ao critério de força

$$F_{br} = 0,010 \times 558,9 = 5,59 \text{ kN}$$

$$F = \frac{F_{br}}{\cos\theta} = 6,24 \text{ kN}$$

$$A_d f_y / 1,10 > 6,24 \text{ kN} \quad \therefore \quad A_d > 0,28 \text{ cm}^2$$

- d) Área A_d necessária para atender resistir à força de vento

$$A_d > 1,4 \times \frac{13/2}{\cos\theta} \times \frac{1,10}{25} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- e) Área A_d total para o critério de força

$$A_d = 0,28 + 0,45 = 0,73 \text{ cm}^2$$

- f) Perfil adotado

Pode-se adotar barra redonda $\phi 1/2''$ ($A = 1,27 \text{ cm}^2$) instalada com pré-tração. Em caso de adoção de perfil, por exemplo cantoneira, é recomendável limitar seu índice de esbeltez a 300.

Vigas em Treliças

8.1 | INTRODUÇÃO

As treliças são constituídas de segmentos de hastes, unidos em pontos denominados *nós*, formando uma configuração geométrica estável, de base triangular, que pode ser isostática (estaticamente determinada) ou hiperestática (eletricamente indeterminada).

As treliças são muito adequadas para estruturas metálicas, nas quais os perfis são produzidos em segmentos de comprimento limitado.

A Fig. 8.1 mostra a nomenclatura dos diversos elementos de uma treliça plana.

As principais aplicações dos sistemas treliçados metálicos são coberturas de edificações industriais, contraventamentos de edifícios e pontes, como mostrado na Fig. 8.2.

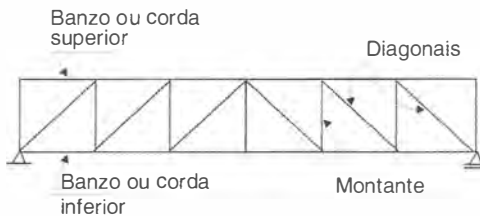


Fig. 8.1 Elementos de uma treliça.

8.2 | TRELIÇAS USUAIS DE EDIFÍCIOS

As treliças utilizadas em coberturas têm, em geral, o banzo superior inclinado, e as utilizadas em apoios de pisos e pontes têm banzos paralelos. As configurações geométricas mais conhecidas são designadas por nomes próprios, como Pratt, Howe e Warren, representadas nas Figs. 8.3 e 8.4.

Para cargas de gravidade, na viga Pratt ou *N*, as diagonais são tracionadas e os montantes comprimidos. Na viga Howe, as diagonais são comprimidas e os montantes tracionados. A viga Warren simples é formada por um triângulo isósceles, sem montantes verticais; quando a distância entre os nós fica muito grande, colocam-se montantes (Fig. 8.3*d*), criando pontos adicionais de aplicação das cargas.

No esquema da Fig. 8.4*a* as diagonais são comprimidas e os montantes tracionados para cargas de gravidade. Obtêm-se soluções mais econômicas com o esquema alternativo da Fig. 8.4*b* no qual as peças comprimidas (normais aos banzos superiores) são mais curtas.

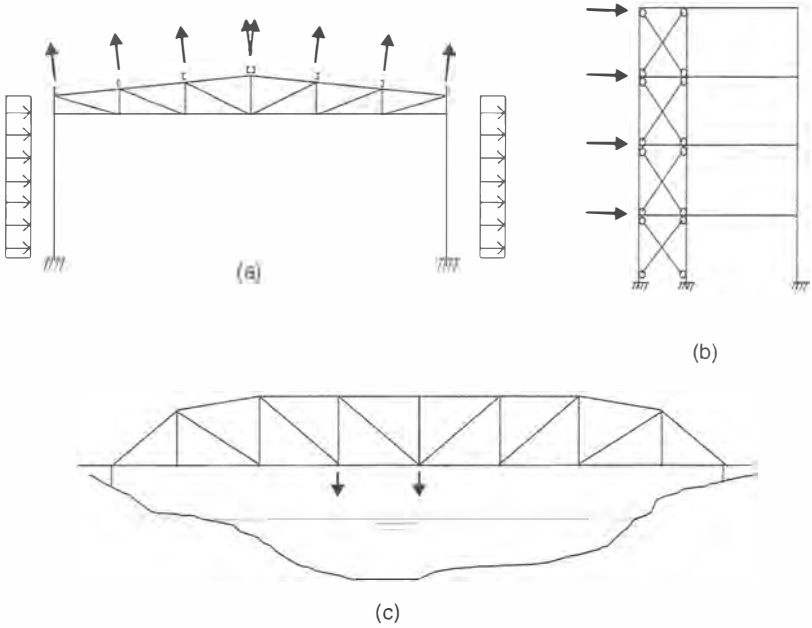


Fig. 8.2 Aplicações de sistemas treliçados: coberturas de edificações industriais, contraventamentos de edifícios e pontes.

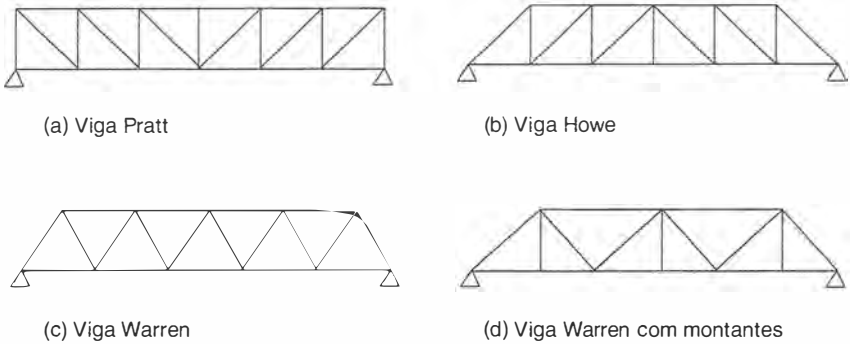


Fig. 8.3 Treliças com banzos paralelos.



Fig. 8.4 Treliças com banzo superior inclinado.

8.3 TIPOS DE BARRAS DE TRELIÇAS

As barras das treliças são, em geral, constituídas por perfis laminados únicos ou agrupados, e também por perfis de chapa dobrada (ver Fig. 1.21).

As treliças mais leves são formadas por cantoneiras ou perfis, ligados por solda ou parafuso. Recomendam-se as seguintes dimensões mínimas para os banzos:

Cantoneiras	50 × 50 mm (2" × 2")
Espessura de chapa	6 mm
Parafusos	12,5 mm (1/2")

Obtêm-se treliças médias com barras formadas por pares de cantoneiras ou perfis. Os agrupamentos mais usuais se encontram nas Figs. 8.5a até 8.5g.

Com quatro perfis (Figs. 8.5h, 8.5i, 8.5j) são obtidas barras de maior capacidade.

As treliças pesadas de pontes são geralmente formadas de perfis I soldados (Fig. 8.5k) ou perfis fechados (Fig. 8.5l).

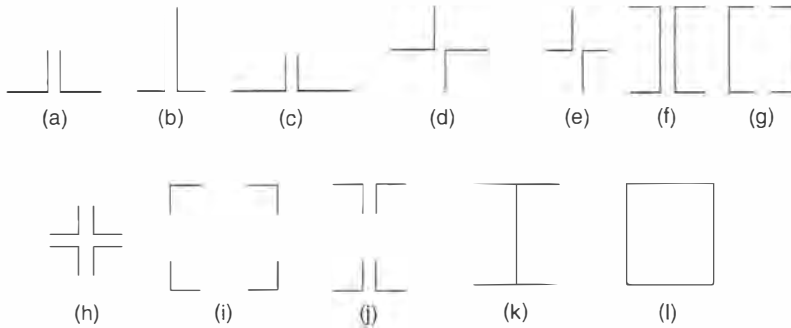


Fig. 8.5 Seções de barras de treliças.

8.4 TIPOS DE LIGAÇÕES

Os nós das treliças são, em geral, constituídos por chapas, chamadas *gussets*, nas quais se prendem as barras.

As ligações das barras devem ter, de preferência, seu eixo coincidente com o eixo da barra (ligação concêntrica), como mostra a Fig. 8.6a. Nas ligações parafusadas de cantoneiras não é possível fazer uma ligação concêntrica, pois não há espaço para a instalação do parafuso na

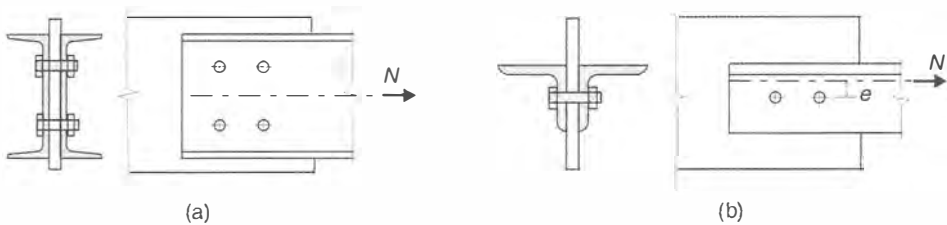


Fig. 8.6 Ligações parafusadas concêntricas e excêntricas.

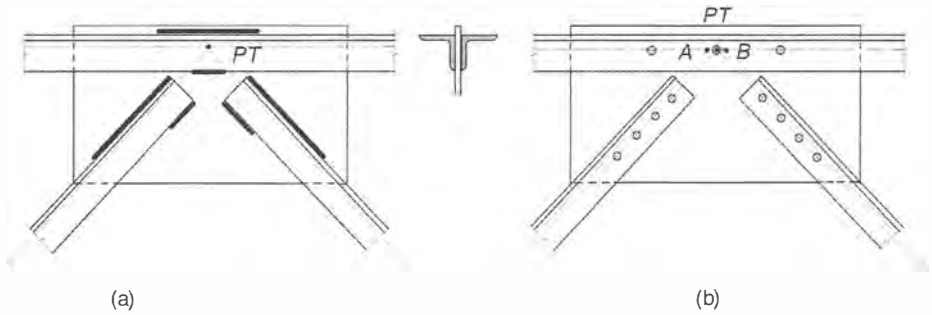


Fig. 8.7 Ligações no nó de treliça com chapa *gusset*.

linha do centro de gravidade do perfil. Dessa ligação excêntrica resulta um momento Ne que, em princípio, deve ser levado em conta no dimensionamento da ligação.

No projeto da ligação das barras da treliça (nós), os eixos das barras devem ser concorrentes a um ponto (Fig. 8.7a); caso contrário, resulta, no nó, um momento que se distribui entre as barras. Para facilitar a execução no caso de ligações parafusadas de cantoneiras, é usual detalhar a ligação com as linhas de parafusos (e não os eixos das barras) se encontrando em um ponto (Fig. 8.7b). Nesses casos, se as barras não estiverem sujeitas à fadiga, a NBR 8800 permite desprezar o momento resultante no nó, oriundo da excentricidade entre os pontos de concorrência A e B na Fig. 8.7b das linhas de eixo das barras, que deveria ser distribuído entre as barras.

Nas treliças soldadas, ou os nós podem ter *gussets* (Fig. 8.7) ou as hastes podem ser ligadas entre si diretamente, sem chapa auxiliar (Fig. 8.8). Modernamente, a construção soldada é mais econômica. A tendência atual, em treliças pequenas, é de fazer as ligações de fábrica com solda e as de campo com parafusos (para evitar o risco de soldas defeituosas no campo). Nas treliças de grande porte, utilizadas em pontes, os nós são feitos, em geral, com parafusos de alta resistência para evitar concentrações de tensões decorrentes de soldas que reduzem a resistência à fadiga.

A mínima resistência requerida das ligações a esforço axial em barras de treliças é igual a 45 kN (NBR 8800).

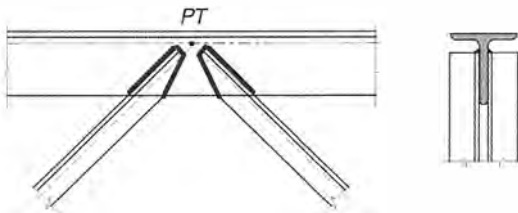


Fig. 8.8 Ligação soldada entre as hastes formando o nó da treliça.

8.5 | MODELOS ESTRUTURAIS PARA TRELIÇAS

O modelo de cálculo tradicional para treliças (Fig. 8.9a) é aquele em que as cargas são aplicadas nos nós e as ligações entre as barras são rotuladas, isto é, não há impedimento à rotação relativa entre as barras, não sendo, portanto, transmitidos momentos fletores. No passado, construíam-se treliças com nós providos de pinos, a fim de materializar as rótulas admitidas no cálculo. Os nós rotulados são, entretanto, caros e, além disso, desenvolvem atrito suficiente para impedir o funcionamento da rótula.

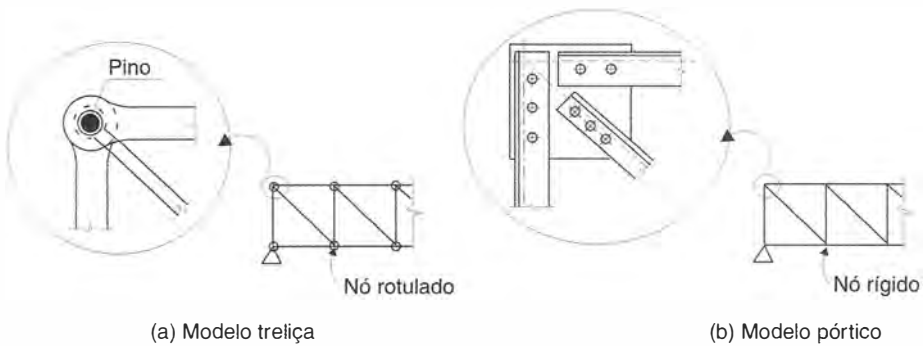


Fig. 8.9 Modelos de análise estrutural.

Atualmente os nós de treliças são sempre rígidos (ver Fig. 2.3), o que dá origem a momentos fletores nas barras. Neste caso, o modelo pórtico (Fig. 8.9b) é o mais adequado para representar a estrutura. Entretanto, quando as barras da treliça são esbeltas (como geralmente ocorre), os momentos oriundos da rigidez dos nós podem ser desprezados, se não houver efeito de fadiga. Há interesse em fazer os nós compactos, a fim de minimizar esses momentos fletores.

Podem ainda surgir momentos nas barras devido a:

- a) cargas aplicadas entre os nós;
- b) excentricidade na ligação (eixos das barras não são concorrentes a um ponto no nó).

No caso (a) com barras esbeltas, os esforços axiais podem ser calculados com o modelo treliça (admitindo cargas nodais) e o dimensionamento feito para flexão composta com os momentos calculados considerando a barra biapoiada entre os nós. No caso (b) deve-se usar o modelo pórtico.

Em resumo, para treliças usuais de edificações sem efeito de fadiga, nas quais os nós não apresentam excentricidades e as barras são esbeltas, pode-se utilizar o tradicional modelo treliça para cálculo de esforços axiais. Neste caso, os comprimentos de flambagem das barras comprimidas devem ser tomados iguais à distância entre as rótulas ideais ($K = 1$). Os momentos fletores oriundos da rigidez dos nós são considerados esforços secundários que não afetam o dimensionamento.

8.6 | DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

Cada haste da treliça está sujeita a um esforço normal de tração ou de compressão. O dimensionamento dessas hastes se faz com os critérios de barras tracionadas (ver Cap. 2) ou barras comprimidas (ver Cap. 5). O dimensionamento dos elementos comprimidos pode ser feito tomando-se $K = 1$, tanto para flambagem no plano da treliça quanto fora desse plano. Naturalmente, o comprimento da flambagem fora do plano de treliça depende dos pontos de contenção lateral. Somente em alguns casos especiais, K pode ser tomado menor do que 1,0 (Galambos, 1998).

8.7 | PROBLEMA RESOLVIDO

8.7.1 Analisar e dimensionar a treliça representada na Fig. (a), destinada à cobertura do galpão industrial esquematizado em planta na Fig. (b). Serão utilizadas telhas trapezoidais em aço e terças de perfil U de chapa dobrada. Utilizar aço MR250 e ligações soldadas.

Solução

a) Carregamentos

As cargas atuantes sobre a treliça de cobertura são:

g = carga permanente:	peso próprio estimado =	100	N/m^2
	peso da telha metálica =	65	N/m^2
	peso das terças =	40	N/m^2
		<u>205</u>	N/m^2

p = sobrecarga (ver Item B.5 da NBR 8800) = 250 N/m^2

v = vento; para as condições geométricas e de localização do galpão foram identificados os dois casos de carregamento V1 e V2 ilustrados na Fig. (d), conforme a norma NBR 6123 para forças de vento em edificações. O valor da pressão $q = 430 \text{ N/m}^2$.

b) Esforços nas barras e combinações de carga

Os carregamentos, dados por unidade de área, multiplicados pelo espaçamento entre terças (3 m) e pelo espaçamento entre treliças (6 m), fornecem as forças F_g , F_p e F_v nos nós da treliça [ver Fig. (a)]. Neste cálculo, a área da cobertura foi aproximada pela sua projeção horizontal, já que se trata de cobertura de pequena inclinação. Com as forças nos nós e o esquema estrutural calculam-se os esforços axiais nas barras componentes da treliça para cada um dos carregamentos. Esses esforços foram obtidos com o modelo treliça, isto é, desprezando-se os momentos fletores das barras oriundos de seu peso próprio e da rigidez dos nós soldados. Sendo a estrutura estaticamente determinada, os esforços independem das propriedades geométricas das barras.

Os esforços no estado limite de projeto são obtidos com as seguintes combinações dos carregamentos:

$$\begin{aligned} C1 & 1,3g + 1,4p + 1,4 \times 0,6 V1 \\ C2 & 1,3g + 1,4V1 + 1,4 \times 0,5 p \\ C3 & 1,0g + 1,4V2 \end{aligned}$$

A tabela a seguir apresenta para cada elemento da treliça o comprimento e os esforços axiais para as combinações de carga C1 a C3.

Tabela 8.1

Elemento	Comprimento (m)	Esforços (kN): (+) tração		
		C1	C2	C3
B1	3,01	-69,5	-59,0	81,6
B2	3,01	-92,2	-78,3	104,5
B3	3,01	-88,4	-75,1	94,1
B4	3,00	0,4	0,3	-0,4
B5	3,00	69,5	59,0	-81,6
B6	3,00	91,8	78,0	-104,0
D1	3,16	72,6	61,6	-85,2
D2	3,25	24,2	20,6	-24,4
D3	3,37	-4,2	-3,6	11,6
M1	1,00	-35,1	-29,8	42,2
M2	1,27	-23,1	-19,6	27,1
M3	1,53	-9,4	-8,0	9,5
M4	1,80	3,9	3,3	-4,1

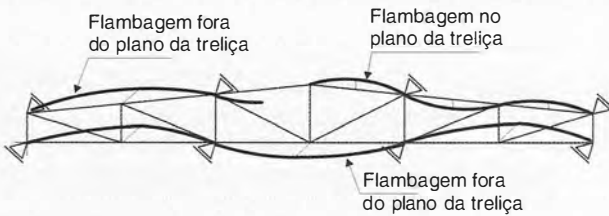
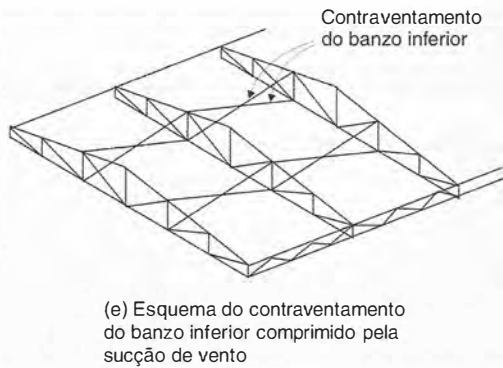
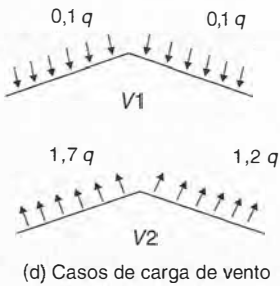
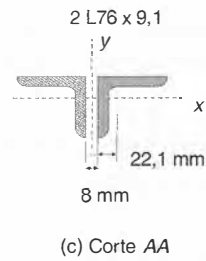
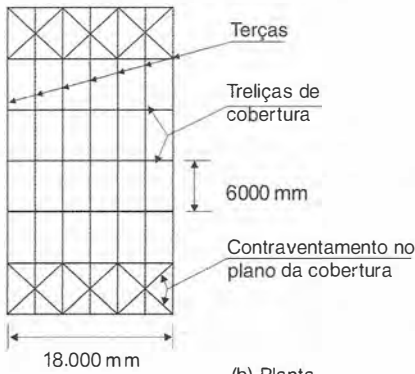
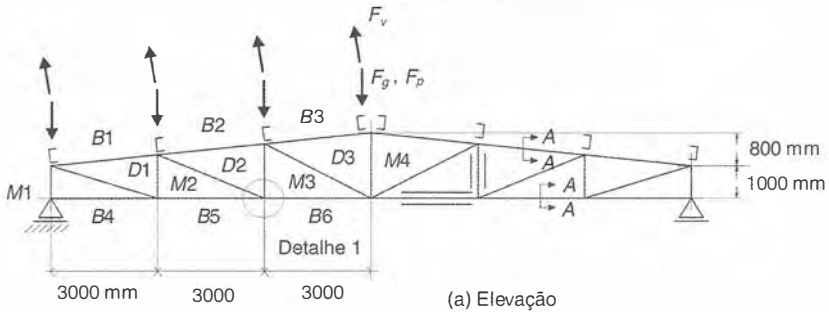


Fig. Probl. 8.7.1 Treliça de cobertura.

c) Dimensionamento dos elementos

Devido à atuação de sucção de vento (carregamento V2), ocorre reversão no sinal dos esforços em todos os elementos. Observa-se na tabela de esforços que, para os banzos, os valores de esforços máximos em tração e em compressão são bastante próximos. Nesse caso, com as ligações soldadas o dimensionamento à compressão dos banzos é, em geral, determinante.

Banzos em compressão

Serão utilizados perfis de dupla cantoneira dispostos lado a lado [Fig. (c)]. Para a flambagem no plano de treliça, o comprimento de flambagem de cada elemento é o seu próprio comprimento ($K = 1$). Para a flambagem fora do plano de treliça [Fig. (f)], o banzo superior está contido nos terços do vão pelo contraventamento no plano da cobertura [Fig. (b)]. A contenção lateral dos elementos do banzo inferior (comprimido devido à sucção de vento) é fornecida pelos contraventamentos longitudinais [Fig. (e)] nos terços do vão.

Para os banzos, como primeira tentativa, usaremos $2L76 \times 9,1 \text{ kg/m}$ ($2L3''$) dispostos lado a lado e espaçados de 8 mm, como indica a Fig. (c). O dimensionamento da peça composta é feito como se tivesse ligações contínuas (ver Seção 5.6):

$$i_x = 2,33 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(62,4 + 2,6^2 \times 11,48) = 280,0 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{280,0}{2 \times 11,48}} = 3,5 \text{ cm}$$

Flambagem no plano da treliça:

$$\left(\frac{\ell_{ft}}{i} \right)_x = \frac{300}{2,33} = 128,7 < 200$$

Flambagem fora do plano da treliça:

$$\left(\frac{\ell_{ft}}{i} \right)_y = \frac{2 \times 300}{3,5} = 171 < 200$$

A flambagem em torno do eixo y é determinante. Com $\lambda_0 = 1,90$ obtém-se da Tabela A2:

$$f_c = 0,243 f_y = 60,7 \text{ MPa}$$

$$N_{dres} = 2 \times 11,48 \times 6,07/1,10 = 126,7 \text{ kN}$$

$$N_{dres} > N_d = 104 \text{ kN}$$

Podemos usar para os banzos $2L76 \times 9,1$, admitindo apenas ligações soldadas. O dimensionamento é válido, desde que o espaçamento ℓ_1 entre as chapas de ligação das cantoneiras do perfil (ver Fig. 5.14) se limite a

$$\ell_1 < \frac{i_1}{2} \times 171 = \frac{1,5}{2} \times 171 \cong 130 \text{ cm}$$

Banzos em tração

Verifica-se o estado de ruptura da seção líquida efetiva já que a ligação das peças à chapa de nó é feita por meio de ligação soldada em apenas uma aba do perfil cantoneira. Como comprimento da ligação, tomou-se o valor médio entre os comprimentos adotados de cada lado da aba, para os dois perfis (Fig. Probl. 8.7.1 g).

$$C_t = 1 - \frac{2,21}{7,0} = 0,68$$

$$A_{ef} = 0,68 \times 2 \times 11,48 = 15,7 \text{ cm}^2$$

$$N_{d\text{res}} = 15,7 \times 40 / 1,35 = 465 \text{ kN} > N_d = 104 \text{ kN}$$

Diagonais e montantes em compressão

Para as diagonais e montantes toma-se $K = 1$ para qualquer dos dois planos de flambagem. Na tabela de esforços verifica-se que a diagonal $D1$ é muito mais solicitada que os outros elementos diagonais e montantes.

Para a diagonal $D1$ adota-se o perfil $2L64 \times 7,4$ ($2L2 \ 1/2''$) com espaçamento igual a 8 mm entre cantoneiras dispostas lado a lado. A verificação à compressão com flambagem fornece:

$$i_x = 1,93 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{1,93^2 + 2 \times 2,28^2} = 2,98 \text{ cm}$$

$$\frac{\ell}{i} = \frac{316}{1,93} = 164$$

$$N_{d\text{res}} = 2 \times 948 \times 0,265 \times 250 / 1,10 = 114.191 \text{ N} = 114,2 \text{ kN}$$

$$N_{d\text{res}} > N_d = 85,2 \text{ kN}$$

O espaçamento ℓ_1 entre chapas de ligação das cantoneiras não deve exceder

$$\frac{1,24}{2} \times 164 = 100 \text{ cm}$$

Para as diagonais $D2$ e $D3$ e os montantes adota-se o perfil mínimo recomendado, $2L44 \times 3,15 \text{ kg/m}$, também com cantoneiras dispostas lado a lado.

As verificações à compressão com flambagem para os elementos com distintos comprimentos indicam que o perfil adotado é satisfatório.

Diagonais e montantes em tração

Para a diagonal $D1$ ($2L64$) o esforço solicitante de projeto em tração é menor do que o de compressão. Como a resistência à tração é maior do que a de compressão, não é preciso verificar.

Para outras diagonais e montantes ($2L44$) o maior esforço é $N_1 = 42,2 \text{ kN}$.

$$C_t = 1 - \frac{1,29}{7,0} = 0,82$$

$$N_{d\text{res}} = 0,82 \times 2 \times 4,0 \times 40 / 1,35 = 48,6 \text{ kN} > 42,2 \text{ kN}$$

Verificação do peso próprio

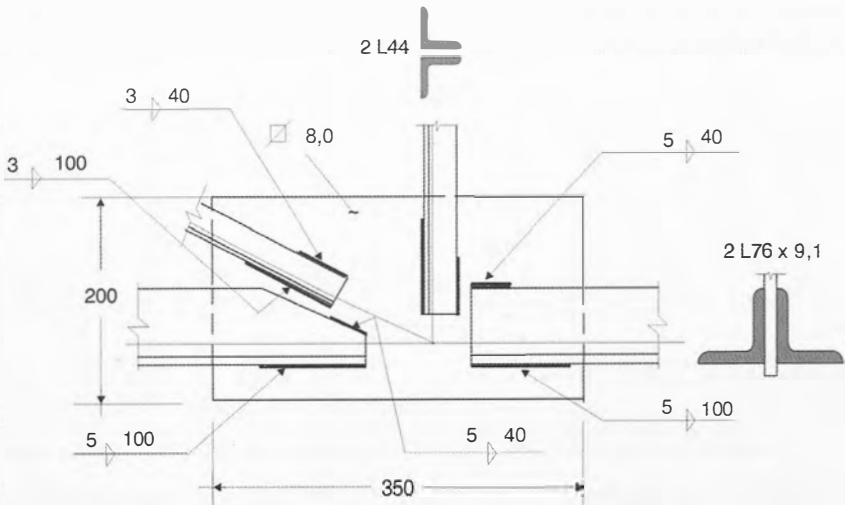
Considerando os perfis adotados e um acréscimo de 2% em peso devido às chapas de nó (*gusset*), chega-se ao valor 83 N/m^2 . Acrescentando-se ainda o peso das treliças longitudinais de contraventamento, conclui-se que o peso próprio foi estimado satisfatoriamente.

d) Dimensionamento das ligações

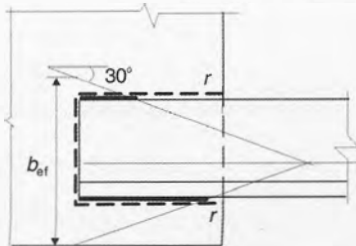
Como ilustração será apresentado o dimensionamento do nó de ligação dos elementos *B5*, *B6*, *D2* e *M3* através de *gusset* e ligações soldadas (ver Detalhe 1 nas Figs. (a) e (g)).

Considera-se necessária, neste nó, uma emenda do perfil do banzo inferior (elementos *B5* e *B6*). Utilizam-se chapa de espessura $t = 8 \text{ mm}$ e eletrodos E60. Os esforços são divididos por 2 para o dimensionamento da ligação de uma cantoneira. Para que não haja efeito de momento na ligação, as forças transferidas pelos cordões de solda ℓ_1 (menor) e ℓ_2 (maior) devem produzir momento nulo em relação ao centro de gravidade do perfil (ver Problema 4.6.3).

A resistência mínima requerida das ligações será tomada igual a 45 kN quando este valor for superior ao correspondente esforço normal solicitante.



(g) Detalhe 1



(h) Área efetiva da chapa e colapso por cisalhamento de bloco ao longo da linha $r-r$

Fig. Probl. 8.7.1 (cont.)

Banzo B6

Lado do filete $b = 5$ mm (mínimo)

$$\begin{aligned}\sum M = 0 & \quad 5,39 \ell_1 - 2,21 \ell_2 = 0 \\ \sum F = 0 & \quad (\ell_1 + \ell_2) \times 0,7b \times 0,6 \times 415/1,35 - \frac{104.000}{2} = 0\end{aligned}$$

Das equações, obtém-se $\ell_1 = 57$ mm, $\ell_2 = 23$ mm.

Como o comprimento mínimo do filete, de acordo com a norma brasileira, é de 40 mm, neste caso adotam-se os valores $\ell_1 = 100$ mm e $\ell_2 = 40$ mm.

Para a ligação do elemento B5 são adotados os mesmos comprimentos ℓ_1 e ℓ_2 do banzo B6.

Diagonal D2

Lado do filete $b = 3$ mm (mínimo e máximo)

$$\begin{aligned}\sum M = 0 & \quad 2,29 \ell_1 - 0,91 \ell_2 = 0 \\ \sum F = 0 & \quad (\ell_1 + \ell_2) \times 0,7b \times 0,6 \times 415/1,35 - \frac{45.000}{2} = 0\end{aligned}$$

Das equações, obtém-se $\ell_1 = 41$ mm, $\ell_2 = 16$ mm

Adotam-se:

$\ell_1 = 100$ mm e $\ell_2 = 40$ mm para a ligação da diagonal D2 e do montante M3.

Gusset

A verificação para escoamento a tração ou compressão pode ser feita admitindo-se uma área efetiva com base em um espalhamento de tensões na chapa em um setor de 60° a partir do início da ligação [ver Fig. (h)]:

$$N_{dres} = 15,7 \times 0,8 \times 25/1,10 = 285 \text{ kN} > N_d = 104 \text{ kN}$$

Deve ser verificada ainda a possibilidade de cisalhamento de bloco no *gusset* ao longo da linha *r-r* da figura (h) (ver Fig. 18 da NBR 8800).

$$R_d = (0,60 \times 25 \times 2 \times 10 + 40 \times 7,5) \times 0,80/1,35 = 355 \text{ kN} > 104 \text{ kN}$$

Detalhamento

O posicionamento relativo entre os elementos de ligação deve ser tal que seus eixos se encontrem em um único ponto, de modo a não introduzir momentos na ligação [ver Fig. (g)].

Além disso, os nós devem ser compactos.

Ligações – Apoios

9.1 | INTRODUÇÃO

Os Caps. 3 e 4 trataram de ligações simples com conectores e solda, respectivamente. Neste capítulo serão detalhados alguns tipos de ligações usuais envolvendo elementos estruturais. No contexto de edificações são encontrados diversos tipos de ligação, como ilustrado na Fig. 9.1:

- Ligação entre vigas;
- Ligação entre viga e coluna;
- Emenda de colunas;
- Emenda de vigas;
- Apoio de colunas;
- Ligações do contraventamento.

No projeto de uma ligação determinam-se os esforços solicitantes nos seus elementos (parafusos, soldas e elementos acessórios, como chapas e cantoneiras), os quais devem ser menores que os respectivos esforços resistentes. A resistência dos conectores e trechos de solda sujeitos a esforços axiais e cisalhantes foi detalhada nos Caps. 3 e 4. A determinação dos esforços solicitantes na ligação é feita a partir da análise do modelo estrutural, como está ilustrado na

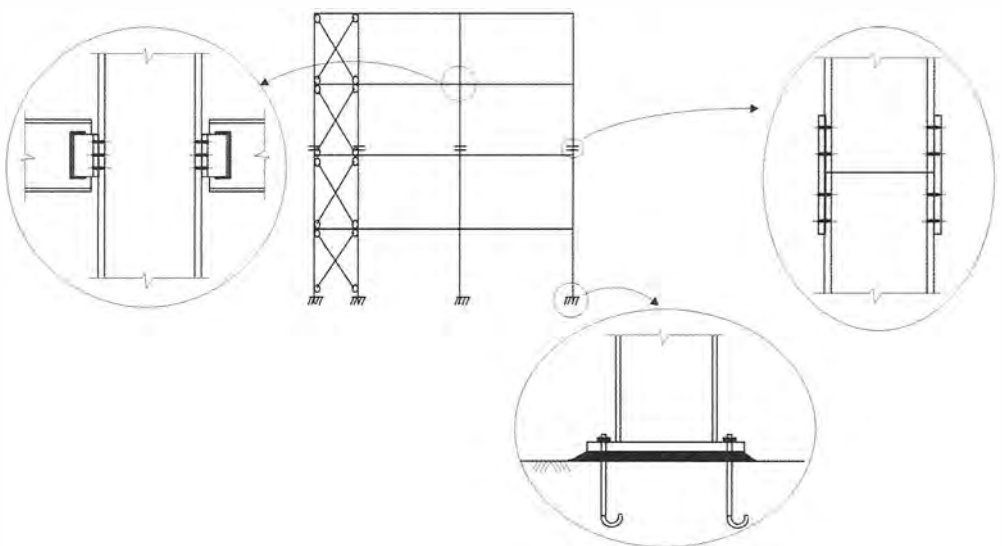


Fig. 9.1 Ligações em edificações.

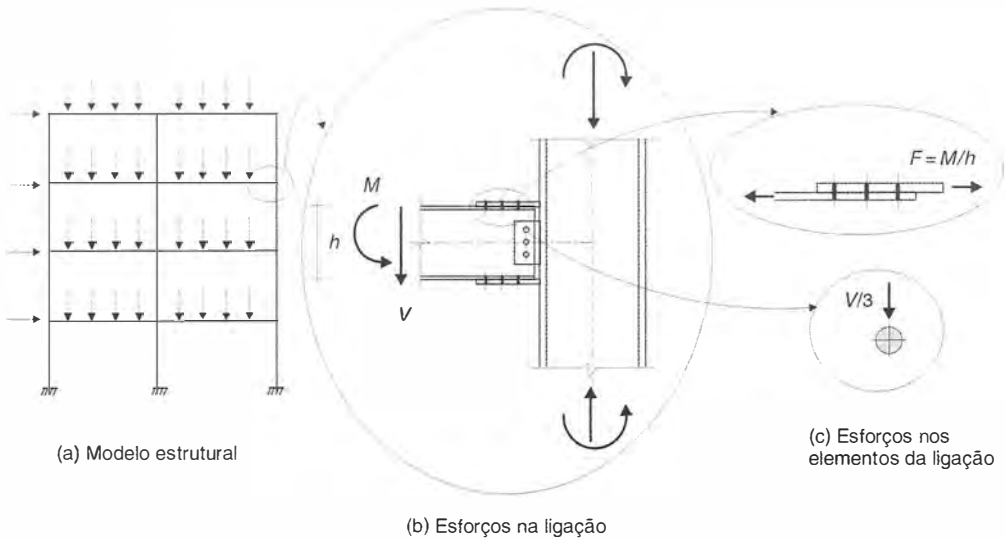


Fig. 9.2 Etapas para determinação dos esforços solicitantes em uma ligação.

Fig. 9.2. A rigidez de cada ligação adotada no modelo estrutural deve ser consistente com a rigidez oferecida pelo detalhe escolhido para aquela ligação. Em geral, as ligações são modeladas como perfeitamente rígidas ou como rótulas (Fig. 1.26), podendo ainda ter rigidez intermediária entre esses dois extremos. Conhecendo-se os esforços na ligação (M e V na Fig. 9.2b), adota-se um modelo realista para determinar a distribuição de forças nos elementos da ligação. Por exemplo, no caso da ligação da Fig. 9.2c, admite-se que os parafusos que ligam a alma se encarregam do esforço cortante V , enquanto os parafusos nos flanges transmitem as forças oriundas do momento fletor M .

9.2 | CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Em relação à sua rigidez à rotação, as ligações podem ser classificadas em três tipos, conforme ilustrado na Fig. 9.3, pelo comportamento momento (M) \times rotação relativa (ϕ).

- Ligação rígida — tem rigidez suficiente para manter praticamente constante o ângulo entre as peças (rotação relativa quase nula) para qualquer nível de carga, até atingir o momento resistente da ligação.
- Ligação flexível — permite a rotação relativa entre as peças com um comportamento próximo ao de uma rótula, e transmitindo um pequeno momento fletor.
- Ligação semirrígida — possui comportamento intermediário entre os casos (a) e (b).

As ligações perfeitamente rígidas e as rotuladas são casos ideais, dificilmente materializados na prática.

9.3 | EMENDAS DE COLUNAS

O critério para o projeto de emendas de colunas (submetidas à compressão predominante) depende do acabamento da superfície de contato entre elas. Quando as superfícies são usinadas, garantindo-se o contato entre elas, o esforço de compressão é transmitido diretamente pela su-

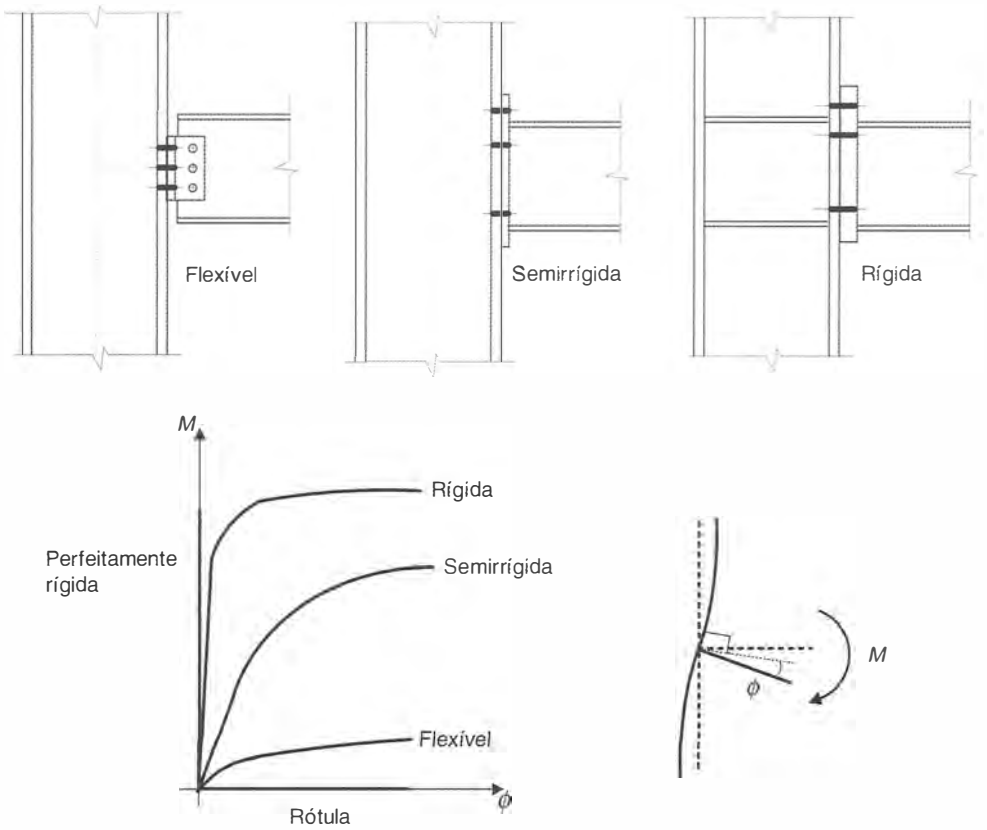


Fig. 9.3 Classificação das ligações quanto ao seu comportamento momento $M \times$ rotação relativa ϕ .

perfície de contato. Nesse caso, as chapas de emenda servem para manter as peças no lugar e absorver os esforços que não sejam transmitidos por contato, por exemplo, em caso de reversão de esforços.

Na Fig. 9.4 apresentam-se alguns detalhes típicos de emendas de colunas de edifícios. As Figs. 9.4a, 9.4b e 9.4c ilustram emendas com superfícies não usinadas em que os esforços são transmitidos através de chapas de emenda (também denominadas talas) parafusadas, de solda de topo e de chapa de extremidade, respectivamente. No caso da figura a, os perfis a serem emendados são iguais. Na figura b há uma pequena variação de espessura entre os perfis, sendo ainda possível soldá-los diretamente. Já o detalhe da figura c é adequado ao caso de moderadas variações geométricas.

A emenda da Fig. 9.4d é feita por contato em superfície usinada, e as ligações parafusadas (ou soldadas) adicionais são dimensionadas para absorver o esforço cortante e a eventual tração nas mesas dos perfis oriunda de momento fletor ou reversão de esforços.

Esse tipo de emenda deve ser posicionado próximo aos pontos de contenção lateral da coluna para evitar que haja um ponto fraco em relação à flambagem.

Nas emendas de pilares em estruturas de edifícios com mais de 40 m de altura devem ser usados parafusos de alta resistência em ligações por atrito ou soldas, para evitar que deslizamentos na emenda sob cargas de serviço provoquem deformação excessiva na estrutura (NBR 8800).

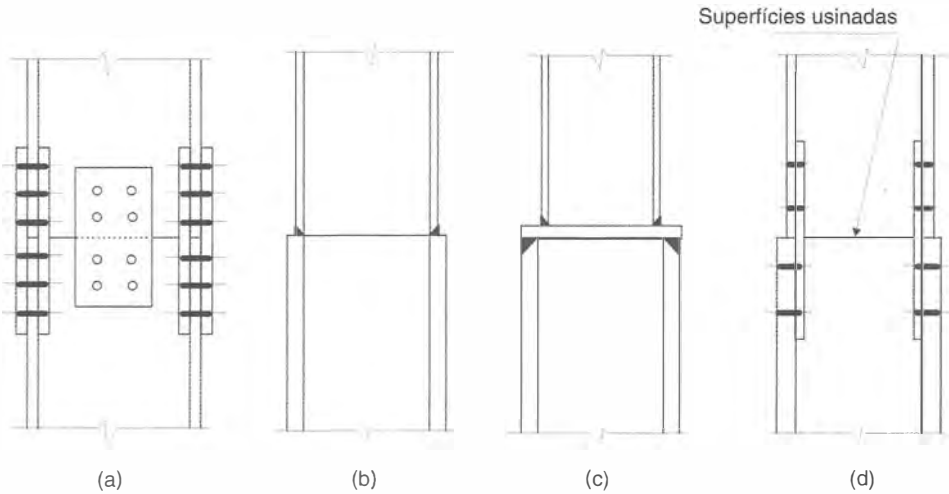


Fig. 9.4 Emendas de colunas.

9.4 EMENDAS EM VIGAS

9.4.1 Emendas Soldadas

Disposições construtivas. As emendas de fábrica em vigas soldadas podem ser feitas com solda de entalhe, de penetração total. Na Fig. 9.5 mostramos uma emenda de mesa situada junto à emenda da alma. Nesse tipo de emenda, a sequência de soldagem é importante, a fim de evitar esforços internos causados pelo resfriamento dos cordões de solda.

No caso da Fig. 9.5, recomenda-se a seguinte sequência:

- soldar as mesas;
- emendar a alma;
- completar a solda de filete que liga a alma com a mesa (esta solda não está representada na figura).

Sempre que possível, as soldas devem ser feitas simetricamente, para evitar distorções.

As emendas de campo podem também ser soldadas, porém a execução deve sofrer fiscalização rigorosa, protegendo-se as partes soldadas contra resfriamento rápido causado por vento ou chuva. Devem ser evitadas as soldas de posição sobrecabeça. É preferível fazer as emendas de campo com conectores.

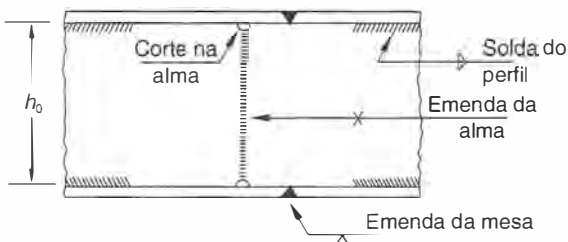


Fig. 9.5 Emenda soldada.

As soldas de penetração total permitem uma transmissão direta de tensões. As emendas feitas com chapas laterais e solda de filete desviam as tensões e, por isso, diminuem a resistência à fadiga da emenda. Daí a preferência pelas soldas de penetração total, sem chapas laterais.

9.4.2 Emendas com Conectores

As emendas de vigas com conectores são reservadas, modernamente, para as ligações de campo. Na Fig. 9.6 vemos um exemplo de emenda de perfil laminado, com talas e parafusos.

Em geral, procura-se localizar as emendas em pontos de menor sollicitação, como os quartos de vão. Nesse caso, é prudente dimensionar a ligação para um percentual, por exemplo, de 50%, da capacidade resistente da viga, tanto à flexão quanto ao cisalhamento.

A seção da emenda indicada na Fig. 9.6 está comumente sujeita a um momento fletor M e a um esforço cortante V . A placa de emenda da mesa deve ter a mesma espessura desta, enquanto cada placa de emenda da alma pode ser adotada com 80% da espessura da alma. A parcela do momento fletor transmitida pelas mesas se calcula na proporção entre o momento de inércia da mesa e o momento de inércia total.

$$M_f = M \frac{I_{\text{mesa}}}{I_{\text{total}}} \sim \frac{A_f}{A_f + A_w/6} \tag{9.1}$$

onde:

A_f = área da mesa
 A_w = área da alma

O esforço na chapa da mesa vale:

$$F = \frac{M_f}{h} \tag{9.2}$$

Supõe-se que o esforço F seja distribuído igualmente entre os conectores de cada lado da emenda.

A parcela M_0 do momento fletor absorvida pela alma é calculada na proporção do momento de inércia I_0 da alma para o momento de inércia total. As chapas de emenda da alma transmitem o momento M_0 acrescido do momento $V \cdot a$, sendo a a distância entre o centro de gravidade dos conectores e a seção da emenda. Resulta então:

$$M_0 = M \frac{I_0}{I_{\text{total}}} + Va \approx M \frac{A_w/6}{A_f + A_w/6} + Va \tag{9.3}$$

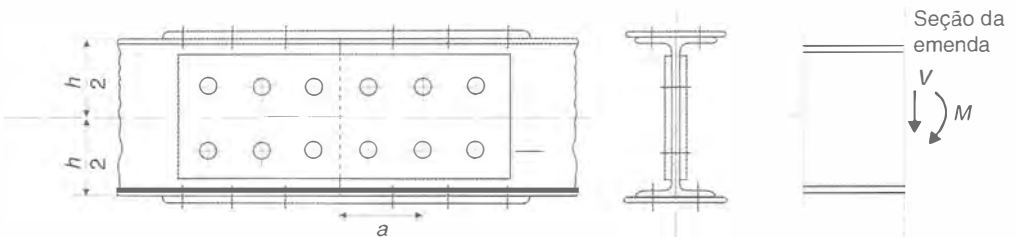


Fig. 9.6 Emenda com conectores de perfil laminado.

O esforço cortante se distribui igualmente entre os conectores da alma. A determinação dos esforços nos conectores devidos ao momento fletor é feita considerando-se que cada conector absorve um esforço proporcional à sua distância ao centro de gravidade do conjunto de conectores. O assunto foi tratado no Item 3.4.2.

9.5 | LIGAÇÕES FLEXÍVEIS

As Figs. 9.7 e 9.8 apresentam detalhes usuais de ligações flexíveis entre viga e pilar. A principal característica dessas ligações é que elas transmitem um momento tão pequeno que pode ser desprezado no projeto, sendo então consideradas como rótulas. Para tanto é necessário que elas permitam a rotação das vigas em relação ao pilar. A ligação é calculada para transmissão apenas do esforço cortante.

Ligação com Dupla Cantoneira de Alma

A Fig. 9.7a mostra uma ligação através da alma com duas cantoneiras, as quais podem ser parafusadas ou soldadas tanto à alma da viga quanto à mesa da coluna. Em geral as cantoneiras são soldadas à alma da viga e parafusadas à mesa do pilar. Nesse caso considera-se a rótula na face do pilar (plano da ligação parafusada), e a ligação soldada deve ser dimensionada para a reação R e um momento torsor Ra , sendo a a distância entre a rótula e o centro de gravidade das linhas de solda. Já a ligação parafusada deve ser dimensionada considerando-se a excentricidade e da Fig. 9.7a.

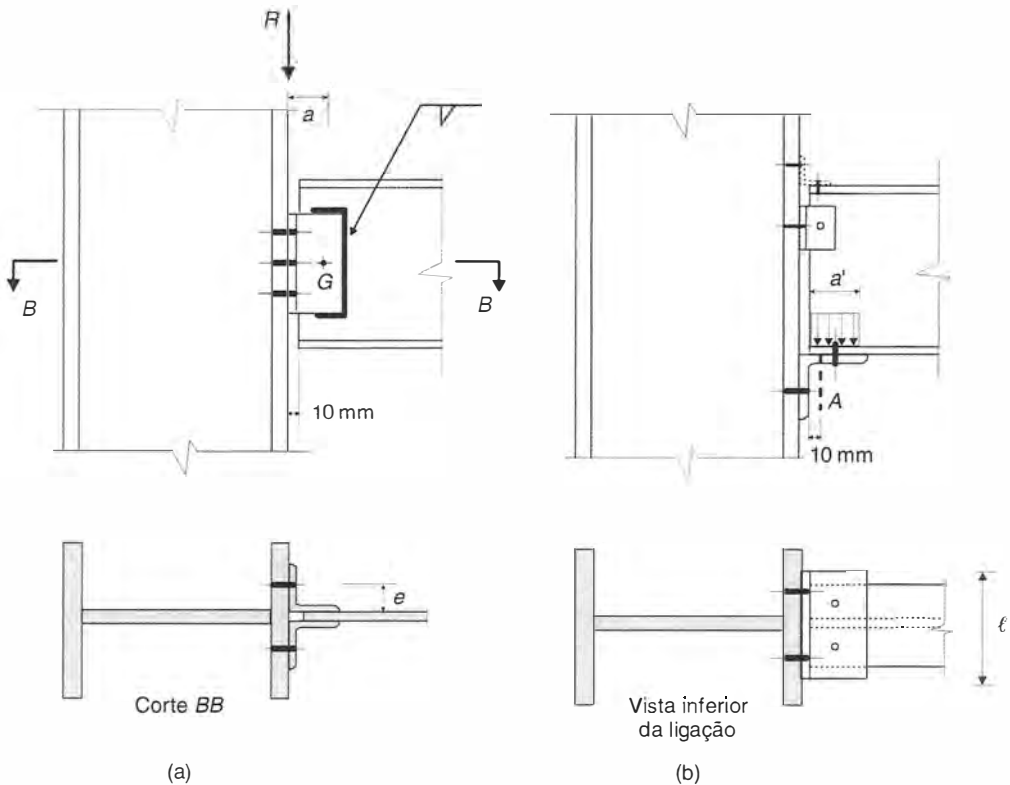


Fig. 9.7 Ligações flexíveis viga-pilar: (a) ligação com cantoneira na alma; (b) ligação com cantoneira de apoio.

Ligação com Cantoneira de Apoio

O apoio da viga em uma cantoneira é ilustrado na Fig. 9.7b. A cantoneira lateral (ou superior) deve ser fina e serve para dar estabilidade lateral à viga. A espessura t da cantoneira de apoio é obtida pela resistência à flexão da seção AA.

$$M_{d\text{ res}} = Z f_y / \gamma_{a1} = \frac{\ell t^2}{4} f_y / \gamma_{a1} \tag{9.4}$$

O comprimento de apoio a' da viga deve ser suficiente para não produzir enrugamento nem escoamento na alma da viga (ver Item 6.3.6) e deve ser maior do que a dimensão c da Fig. 6.23. Pode-se admitir a pressão uniformemente distribuída no comprimento a' necessário para o apoio a partir da extremidade da viga; esta hipótese é, entretanto, bastante conservadora (Salmon, Johnson, 1990).

Na seção A-A deve verificar também o estado limite de escoamento a cisalhamento.

A resistência à flexão da aba da cantoneira [Eq. (9.4)] limita a reação da viga a valores bastante baixos. Para maiores valores de carga utilizam-se apoios enrijecidos.

Apoio em Consolo Enrijecido

Na Fig. 9.8, o elemento de apoio da viga é um consolo enrijecido por uma chapa vertical no plano da alma da viga. A espessura t_0 da chapa do enrijecedor deve ser igual ou maior que a espessura da alma da viga; deve também ter dimensões que evitem a ocorrência de flambagem local ($b/t_0 < 16$).

Neste caso de consolo, devido à rigidez vertical do apoio, a reação é considerada uniformemente distribuída em um comprimento necessário a' a partir da face livre do enrijecedor. O comprimento a' é calculado de modo a garantir a segurança em relação ao escoamento e ao enrugamento da alma da viga (Item 6.3.6).

A excentricidade e da reação em relação à face do pilar é, então, dada por:

$$e = b - a'/2 \tag{9.5}$$

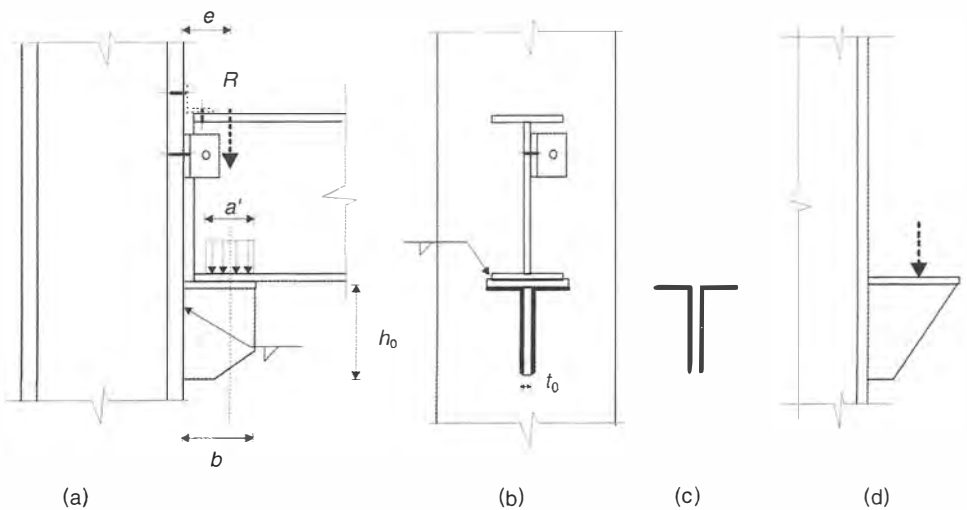


Fig. 9.8 Apoio em consolo soldado ao pilar: (a) vista lateral; (b) vista frontal; (c) seção de filetes de solda; (d) consolo enrijecido com bordo livre não paralelo à direção da carga.

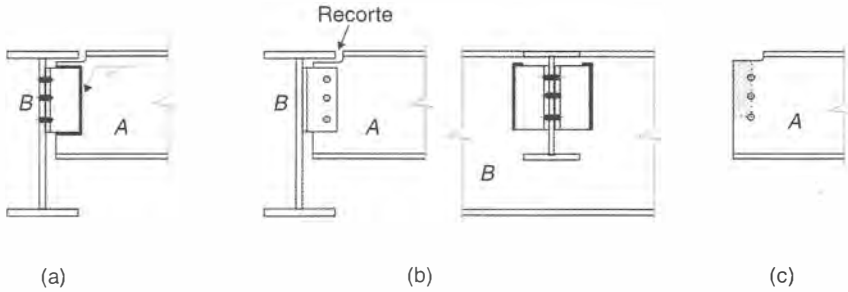


Fig. 9.9 Ligações flexíveis viga-viga.

O consolo é ligado à coluna por meio de soldas de filete. A altura h_0 do enrijecedor deve ser suficiente para que as tensões de cálculo nos filetes de solda, considerando a excentricidade da reação, fiquem abaixo de suas resistências (ver Item 4.4.3). A solda horizontal deve ficar, de preferência, no prolongamento dos filetes verticais, o que aumenta a rigidez à torção da ligação. O filete na face inferior da mesa é de execução mais difícil quando feito no campo, mas tem a vantagem de deixar livre toda a face superior do consolo. Como alternativa, poder-se-ia soldar a chapa da mesa de topo na coluna, com solda de entalhe de penetração total.

Outro tipo de enrijecedor usado é aquele em que a face livre do enrijecedor não é paralela à direção da carga (Fig. 9.8*d*); por exemplo, um enrijecedor triangular para carga vertical. Nesses casos, verifica-se um comportamento diferente, que é apresentado em (Salmon e Johnson, 1990).

Ligações viga-viga

O apoio da viga *A* na viga *B*, mostrado na Fig. 9.9*a*, é similar à ligação viga-pilar ilustrada pela Fig. 9.7*a*. Como a viga secundária *A* tem o mesmo nível superior da viga principal *B*, dá-se um recorte na mesa da viga *A* para efetuar a ligação. Na Fig. 9.9*b* ilustra-se uma alternativa em que as cantoneiras são soldadas à viga principal e parafusadas à viga secundária. Neste caso, pode ocorrer, nas vigas com recorte na mesa e na alma, o colapso por rasgamento por cisalhamento de bloco ao longo da linha tracejada da Fig. 9.9*c* (ver Item 2.7.2), especialmente nos casos de poucos parafusos.

9.6 | LIGAÇÕES RÍGIDAS

As ligações rígidas impedem a rotação relativa entre a viga e o pilar e são calculadas para transmitir o momento fletor e o esforço cortante da junta.

A Fig. 9.10 ilustra alguns tipos de ligação rígida entre viga e pilar.

Na Fig. 9.10*a*, as mesas e a alma da viga são soldadas diretamente à mesa do pilar. Já nas Figs. 9.10*b* e 9.10*c*, a transmissão dos esforços é feita através de elementos acessórios, como a chapa de extremidade da figura *b*, a qual é soldada à viga em oficina e parafusada ao pilar no campo. No arranjo da figura *c*, os esforços axiais nas mesas da viga (oriundos do momento fletor) são transmitidos através de chapas de emendas, enquanto as cantoneiras ligadas à alma se encarregam do esforço cortante.

Um dos pontos críticos no projeto dessas ligações rígidas entre viga e pilar está na capacidade do pilar de absorver esforços concentrados, principalmente os provenientes das mesas da viga. Podem ocorrer os seguintes efeitos ilustrados na Fig. 9.11: (i) em compressão a alma do pilar pode sofrer flambagem local ou escoamento; (ii) devido à força da mesa tracionada da viga, a mesa do pilar pode apresentar excessiva deformação. Para evitar esses efeitos devem-se prover pares de enrijecedores horizontais dos pilares nos níveis das mesas da viga, como ilus-

trado na Fig. 9.10. Os critérios para determinação da necessidade de enrijecedores e seu dimensionamento são os mesmos já apresentados nos Itens 6.3.6 e 6.3.7 para as regiões de aplicação de cargas concentradas em vigas.

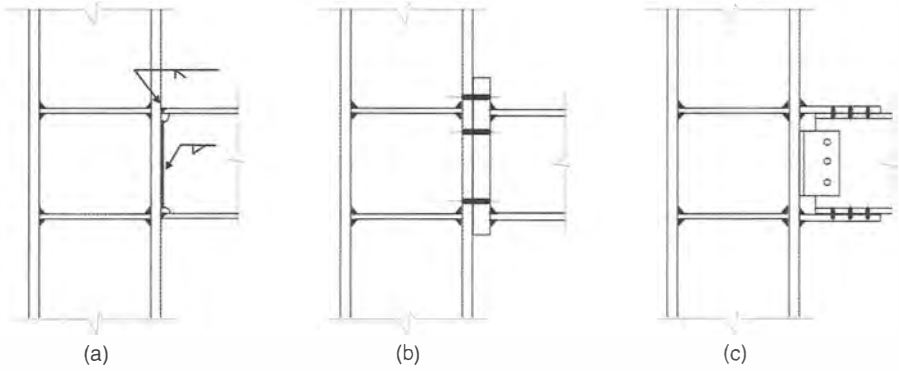


Fig. 9.10 Ligações rígidas.

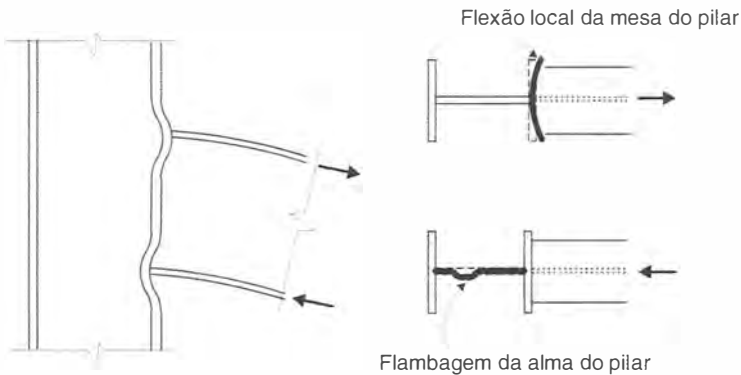


Fig. 9.11 Comportamento da coluna na ligação rígida.

9.7 | LIGAÇÕES COM PINOS

Os pinos são conectores de grande diâmetro que trabalham isoladamente, sem comprimir transversalmente as chapas. Os pinos são utilizados em estruturas fixas desmontáveis ou em estruturas móveis.

Na Fig. 9.12 indicamos um pino de ligação de uma estrutura fixa. Para o eixo do pino, fazem-se três verificações de cálculo:

- a) Resistência de cálculo à flexão do pino

$$M_{d\text{res}} = 1,5W_{f_y}/\gamma_{a1} \tag{9.6}$$

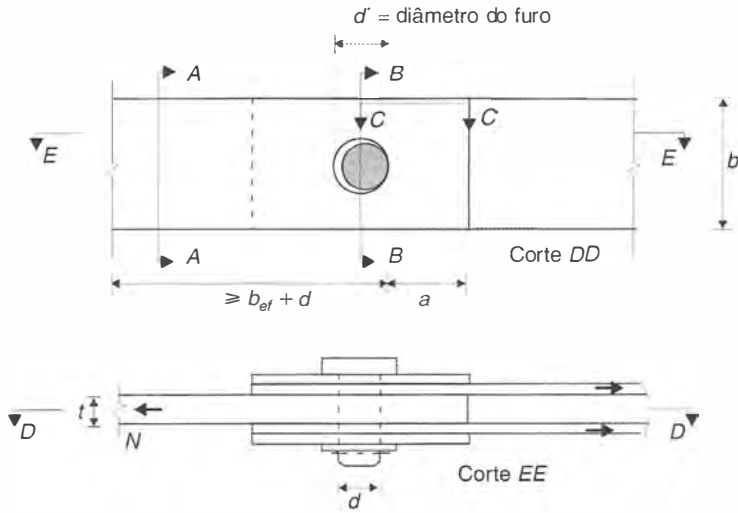


Fig. 9.12 Ligação de barras com pino.

b) Resistência de cálculo ao esmagamento (pressão de apoio) na chapa de ligação de espessura t

$$R_d = t \times d (1,8 f_y) / \gamma_{a2} \quad (9.7)$$

onde f_y é a menor tensão de escoamento das partes em contato.

c) Resistência ao corte do pino

$$V_{dres} = A_w (0,6 f_y) / \gamma_{a1} = (0,75 A_g) (0,6 f_y) / \gamma_{a1} \quad (9.8)$$

O dimensionamento das chapas de ligação é feito pelas tensões de tração na seção A-A (escoamento da seção bruta), na seção B-B (ruptura da seção líquida) e de rasgamento na seção C-C (Fig. 9.12).

Seção B-B

$$N_d \leq A_{net} f_u / \gamma_{t2} \quad (9.9)$$

com $A_{net} = 2t \ b_{ef} \leq (b - d')t$, sendo $b_{ef} = 2t + 16 \text{ mm}$

Seção C-C

$$N_d \leq \frac{0,60 A_v f_u}{\gamma_{a2}} \quad (9.10)$$

com $A_v = 2t \left(a + \frac{d}{2} \right)$

São recomendadas as seguintes relações geométricas, na região do furo:

$$\begin{aligned} a &\geq 1,33 \ b_{ef} = 1,33(2t + 16 \text{ mm}) \\ d' &\geq d + 1 \text{ mm} \end{aligned} \quad (9.11)$$

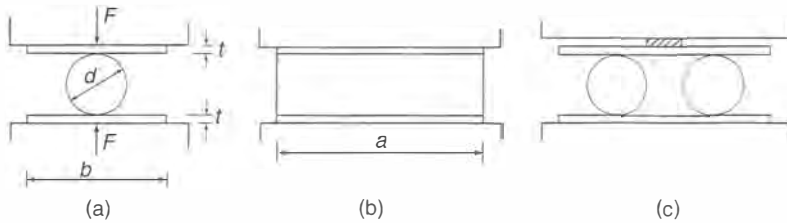


Fig. 9.13 Apoiós móveis com rolos.

9.8 APOIOS MÓVEIS COM ROLOS

Rolos metálicos maciços podem ser utilizados como apoiós móveis (Figs. 9.13a e 9.13b). Em geral utiliza-se um único rolo. Para diminuir a altura, podem-se usar dois rolos (Fig. 9.13c), colocando uma rótula na chapa superior. O sistema deve ser isostático, para garantir distribuição uniforme da carga pelos rolos. As chapas de contato com o rolo devem ser usinadas.

Para o dimensionamento do rolo, é determinante a tensão de contato entre a chapa e a geratriz do rolo. Em regime elástico, a tensão é expressa pela conhecida Fórmula de Hertz. Como os valores utilizados para as tensões são muito elevados, dá-se plastificação local na área de contato, não sendo, portanto, coerente o emprego de fórmula elástica. Por isso, utilizam-se fórmulas de resistência pós-escoamento, função da área diametral média:

$$d \leq 635 \text{ mm} \quad F_d = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{1,2(f_v - \sigma)}{20} ad \quad (\text{N}) \quad (9.12a)$$

$$d > 635 \text{ mm} \quad F_d = \frac{1}{\gamma_{a2}} \frac{6,0(f_v - \sigma)}{20} a \sqrt{d d_{\text{aux}}} \quad (\text{N}) \quad (9.12b)$$

onde

F_d = força resistente de projeto à pressão de contato (N)

a = comprimento do rolo (mm)

d = diâmetro do rolo (mm)

$d_{\text{aux}} = 25,4 \text{ mm}$

$\sigma = 90 \text{ MPa}$

f_v = menor tensão de escoamento das partes em contato

A tensão resistente de cálculo é escolhida de modo a manter a tensão de contato dentro de limites toleráveis. Os rolos podem ser fabricados em aços estruturais (MR250 ou AR345) ou em aços de denominação mecânica (1020, 1045 etc.). Como a pressão de contato é o fator determinante, fazem-se apoiós de rolo em que as superfícies de contato são revestidas com uma capa de 5 a 10 mm de aço-cromo inoxidável, de alta resistência. Esses apoiós podem trabalhar com pressões de contato mais elevadas, resultando em tensões diametraís correspondentemente mais altas que as dos apoiós comuns.

Nos rolos com esforços transversais importantes (Fig. 9.14), pode-se considerar no dimensionamento o momento provocado por tais esforços, obtendo-se a pressão diametral máxima com a equação:

$$\sigma_{d \text{ máx}} = \frac{F_d}{ad} + \frac{6M_d}{da^2} = \frac{F_d}{ad} + \frac{6H_d}{a^2} \quad (9.13)$$

As placas de apoio dos rolos são dimensionadas à flexão. No caso da Fig. 9.13, obtemos:

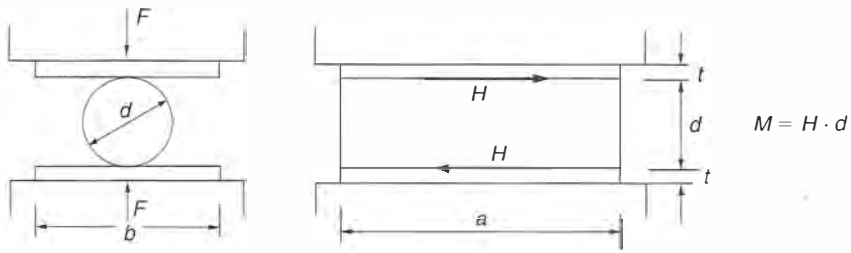


Fig. 9.14 Rolo metálico com esforço transversal H .

- a) Tensão de cálculo no apoio da placa sobre a base

$$\frac{F_d}{ba} \quad (9.14)$$

- b) Espessura da placa

$$t \geq \sqrt{\frac{1}{2} \times \frac{\gamma_{a1}}{a f_y}} \quad (9.15)$$

9.9 BASES DE COLUNAS

As bases de colunas podem ser classificadas em duas categorias:

- Bases destinadas a transferir à fundação forças de compressão e de corte (forças P e H na Fig. 9.15a);
- Bases para transferência de momento à fundação, além da força vertical e horizontal.

No primeiro caso, a base da coluna é considerada rotulada na fundação, e as tensões de contato são consideradas uniformemente distribuídas. Neste caso não há, teoricamente, necessidade de tirantes de ancoragem, adotando-se ancoragens construtivas convencionais.

Na segunda categoria (Fig. 9.15b), para pequenas excentricidades de carga, as tensões de compressão se estendem por toda a superfície de contato, bastando adotar ancoragens construtivas. Para grandes excentricidades de carga não é possível uma distribuição contínua de tensões entre a placa de base e a fundação, pois o contato não desenvolve tensões de tração. Dessa forma, a resultante de tração é absorvida pelos tirantes de ancoragem (chumbadores). O problema é análogo ao de uma seção de concreto armado sujeita à flexão, em que a compressão é resistida pelo concreto, e a tração é absorvida pela armadura.

As dimensões em planta da placa de base (área A_1) são determinadas pela tensão resistente à compressão do concreto do bloco de fundação:

$$\sigma_{cd \text{ res}} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c \gamma_n} \sqrt{A_2/A_1} \leq f_{ck} \quad (9.16)$$

onde:

$$\gamma_n = 1,40$$

A_1 = área carregada sob a placa de base

A_2 = área da superfície de concreto (com mesmo centro de A_1) $\leq 4 A_1$

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

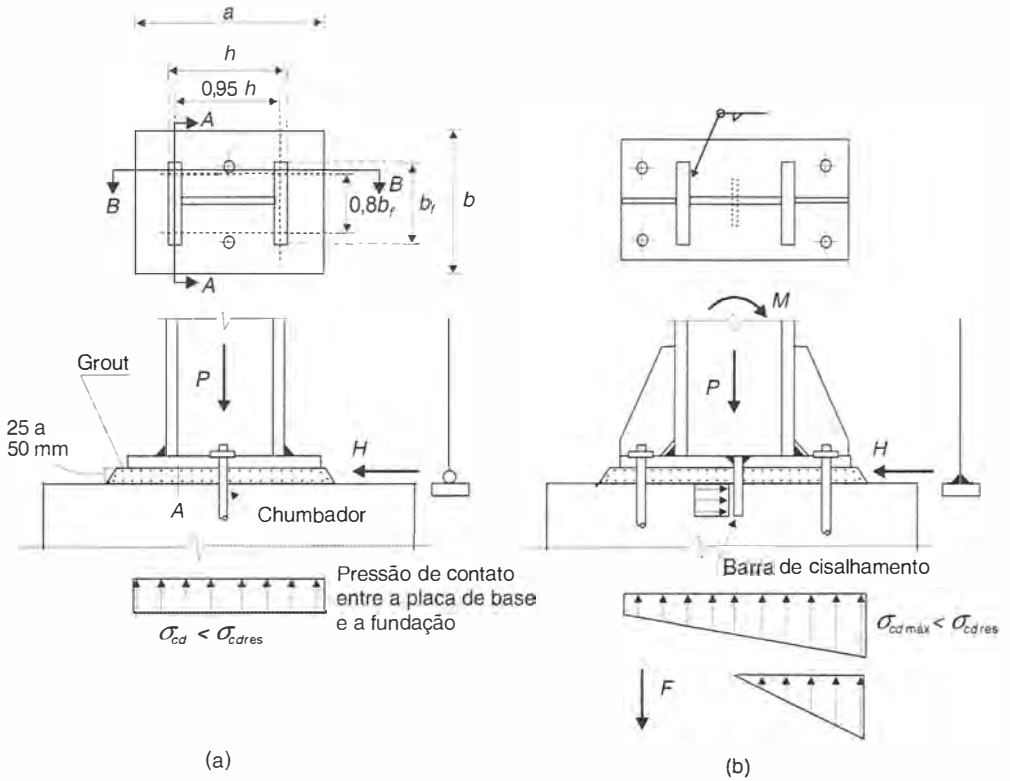


Fig. 9.15 Base de coluna.

A placa de base fica sujeita às pressões no contato com a fundação, e para a determinação de sua espessura calculam-se os momentos nas seções AA e BB da Fig. 9.15a, considerando-se “vigas” em balanço nas duas direções. A espessura é então obtida pela resistência à flexão da placa.

Para grandes excentricidades da força normal há interesse em afastar do centro a linha de ação da reação F dos chumbadores tracionados. Para enrijecer a placa de base, que fica sujeita à flexão sob cargas concentradas dos chumbadores no lado tracionado, são soldados ao pilar e à própria placa enrijecedores verticais, como ilustrado na Fig. 9.15b.

Para a transmissão da reação horizontal podem ser utilizadas barras de cisalhamento, soldadas ao pilar e embutidas no concreto da fundação. Quando não forem utilizadas essas barras de cisalhamento, a reação horizontal pode ser considerada transmitida por atrito entre as superfícies de contato, cujo valor máximo é dado por

$$F_{at\ máx} = \mu P \tag{9.17}$$

onde P é a força vertical e μ o coeficiente de atrito que depende das condições e materiais do contato.

De acordo com algumas normas, a força horizontal pode ainda ser considerada transmitida pela resistência a corte dos chumbadores.

Em geral, os chumbadores são barras redondas de aço SAE 1020 ($f_y = 240$ MPa e $f_t = 390$ MPa) ou ASTM A36. Eles precisam estar devidamente ancorados no concreto por aderência com gancho ou por apoio de chapas embutidas na fundação. O dimensionamento a corte e tra-

ção dos chumbadores pode ser feito com os mesmos critérios de parafusos e barras rosqueadas descritos na Seção 3.3.

É usual prever, na montagem da coluna, uma folga entre a face inferior da placa de base e a fundação, a qual é preenchida com “grout” após o nivelamento da coluna.

9.10 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

9.10.1 Calcular a emenda do perfil soldado VS 600×95 , aço MR250 para transmitir 50% da capacidade do perfil à flexão e o esforço cortante de 120 kN. A emenda está localizada em um ponto da viga em que o momento fletor solicitante é menor que 50% do momento resistente. Usar parafusos A325 em ligação por apoio com rosca no plano de corte.

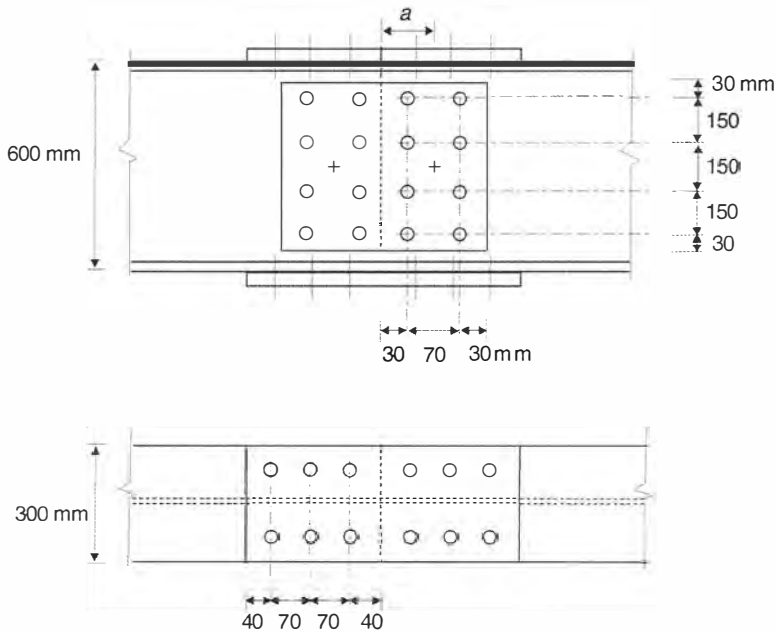


Fig. Probl. 9.10.1

Solução

a) Propriedades geométricas do perfil

Da tabela de perfis VS obtêm-se as seguintes características:

Chapa da alma $8,0 \times 575$ mm

$$A_w = 0,8 \times 57,5 = 46,0 \text{ cm}^2$$

Chapa da mesa $12,5 \times 300$ mm

$$A_f = 1,25 \times 30 = 37,5 \text{ cm}^2$$

$$Z_x = 2889 \text{ cm}^3$$

b) Esforços solicitantes na emenda

$$V_d = 1,4 \times 120 = 168 \text{ kN}$$

$$M_d = 50\% \times Z_f \gamma / 1,10 = 0,5 \times 2889 \times 25 / 1,10 = 32.830 \text{ kNcm} = 328 \text{ kNm}$$

Parcela do momento a ser absorvida pela alma

$$M_{wd} = M_d \frac{A_w/6}{A_f + A_w/6} = 328 \frac{7,7}{37,5 + 7,7} = 55,9 \text{ kNm}$$

Momento a ser absorvido pelas mesas

$$M_{fd} = 328 - 55,9 = 272,1 \text{ kNm}$$

Esforço em cada mesa, no plano de corte dos parafusos

$$\frac{272,1}{0,60} = 453 \text{ kN}$$

c) Emenda da mesa

Utilizam-se chapas de emenda de 12,5 mm de espessura. As chapas devem ser verificadas como peças tracionadas em uma ligação a corte simples.

Admitindo-se o uso de seis parafusos com a distribuição indicada na figura, obtém-se a área necessária de cada parafuso trabalhando a corte simples

$$A_s = \frac{453 \times \gamma_{a2}}{6 \times 0,7 \times 0,6 f_u} = \frac{453 \times 1,35}{6 \times 0,7 \times 0,6 \times 82,5} = 2,94 \text{ cm}^2$$

São adotados parafusos de 22 mm (7/8") de diâmetro.

Ruptura da seção líquida das chapas

Área líquida

$$A_n = 1,25 \left[30 - 2 \times (2,22 + 0,35) \right] = 31,07 \text{ cm}^2$$

$$R_{nt} / \gamma_{a2} = A_n f_u / 1,35 = 31,07 \times 40 / 1,35 = 920,6 \text{ kN} > 453 \text{ kN}$$

Pressão de apoio e rasgamento entre furo e borda

$$R_n / \gamma_{a2} = 1,2 \times (4,0 - 1,3) \times 1,25 \times 40 \times 6 / 1,35 = 720 \text{ kN} > 453 \text{ kN}$$

d) Emenda da alma

Para a alma são colocadas duas chapas de emenda, uma de cada lado. O parafuso trabalha então a corte duplo. Vamos utilizar parafusos de 16 mm (5/8").

Resistência de 1 parafuso em corte duplo

$$R_{nv} / \gamma_{a2} = 2(0,7 \times 1,98) \times 0,6 \times 82,5 / 1,35 = 101,6 \text{ kN}$$

Espessura mínima da chapa de emenda em função da pressão de apoio

$$t = \frac{101,6 \times 1,35}{2 \times 2,4 \times 1,6 \times 40} = 0,45 \text{ cm}$$

As chapas podem ter espessura de 6,3 mm ($\sim 0,8t_0$).

Para transmitir o esforço cortante bastariam apenas dois parafusos de $\phi 16$ mm. Vamos admitir oito parafusos em cada chapa e calcular o esforço no parafuso mais solicitado, levando em conta o momento torsor na ligação:

$$M_{0d} = 55,2 + 168 \times 0,065 = 66,1 \text{ kNm}$$

O momento de inércia do conjunto dos parafusos é proporcional a

$$\sum x^2 + \sum y^2 = 8 \times 3,5^2 + 4(22,5^2 + 7,5^2) = 2348 \text{ cm}^2$$

Os maiores esforços provocados pelo momento são

$$F_{sd} = \frac{6612}{2348} \times 3,5 = 9,85 \text{ kN}$$

$$F_{sd} = \frac{6612}{2348} \times 22,5 = 63,4 \text{ kN}$$

O esforço cortante V_d produz

$$F_{sd} = \frac{168}{8} = 21,0 \text{ kN}$$

Esforço resultante máximo no parafuso mais solicitado

$$F_d = \sqrt{(9,9 + 21)^2 + 63,4^2} = 70,5 \text{ kN} < 101,6 \text{ kN}$$

Resistência ao rasgamento entre furo e borda da chapa de emenda

$$R_n / \gamma_{a2} = 1,2 \times (3,0 - 1,0) \times 0,63 \times 2 \times 40 / 1,35 = 89,6 \text{ kN} > 71,2 \text{ kN}$$

Resistência ao cisalhamento da chapa da alma (ruptura na seção líquida)

Área líquida

$$A_n = (57,5 - 4 \times 1,9) \times 0,8 = 40,0 \text{ cm}^2$$

$$R_n / \gamma_{a2} = A_n 0,6 f_u / 1,35 = 40,0 \times 0,6 \times 40 / 1,35 = 711 \text{ kN} > 168 \text{ kN}$$

Resistência à flexão das chapas de emenda da alma

$$Z f_y / \gamma_{a1} = 2 \times 0,63 \times \frac{51^2}{4} \times 25 / 1,10 = 18.620 \text{ kNcm} = 186 \text{ kNm} > M_{0d} =$$

$$55,2 \text{ kNm}$$

9.10.2 Dimensionar a ligação entre viga e coluna ilustrada para a reação $V = 150 \text{ kN}$. Usar parafusos A325 em ligação por apoio (rosca fora do plano de corte); eletrodos E60; cantoneiras $76 \times 9,1 \text{ kg/m}$ em aço A36.

Solução

a) Esforço solicitante de projeto

$$V_d = 1,4 \times 150 = 210 \text{ kN}$$

b) Ligação com parafusos A325

Admitindo-se a utilização de três parafusos (rosca fora do plano de corte) em cada cantoneira, obtém-se a área necessária de cada parafuso sem considerar a excentricidade e_2 :

$$A_g = \frac{210 \times 1,35}{6 \times 0,5 \times 82,5} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Adotam-se parafusos $d = 16 \text{ mm}$ ($A_g = 1,98 \text{ cm}^2$) espaçados de $3d \approx 50 \text{ mm}$.

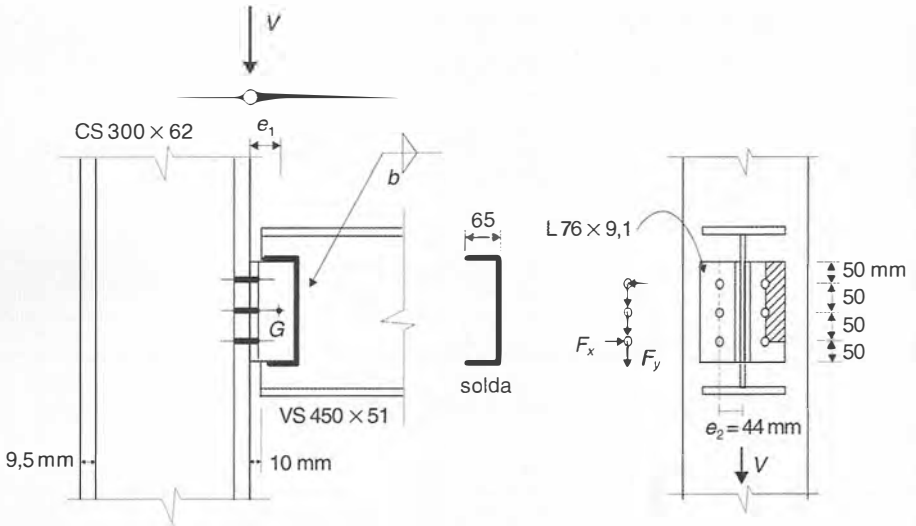


Fig. Probl. 9.10.2

Esforço no parafuso mais solicitado, considerando-se a excentricidade e_2 :

$$F_{dy} = \frac{V_d}{6} = \frac{210}{6} = 35 \text{ kN}$$

$$F_{dx} = \frac{V_d}{2} \frac{4,4}{10} = \frac{210}{2} \times 0,44 = 46,2 \text{ kN}$$

$$F_d = \sqrt{35^2 + 46,2^2} = 58,0 \text{ kN}$$

Resistência ao corte de um parafuso (rosca fora do plano de corte)

$$R_n / \gamma_{a2} = 1,98 \times 0,5 \times 82,5 / 1,35 = 60,5 \text{ kN} > F_d$$

Resistência ao rasgamento e pressão de apoio na chapa da cantoneira

Apoio

$$R_n / \gamma_{a2} = 2,4 \times 1,6 \times 0,8 \times 40 / 1,35 = 91,0 \text{ kN} > 58 \text{ kN}$$

Rasgamento

$$R_n / \gamma_{a2} = 1,2 \times \left(5,0 - \frac{1,9}{2} \right) \times 0,8 \times 40 / 1,35 = 115,2 \text{ kN} > 58 \text{ kN}$$

- c) Ligação soldada das cantoneiras sujeita ao cortante V_d e ao momento torsor $V_d e$ (ver Item 4.4.5)

Centróide da linha de solda

$$\frac{2 \times 6,5^2 / 2}{2 \times 6,5 + 20} = 1,30 \text{ cm}$$

Excentricidade

$$e_1 = 76 - 13 = 63 \text{ mm}$$

Momento polar de inércia da linha de solda com espessura da garganta t (Tabela A.11)

$$I_p = t \frac{8 \times 6,5^3 + 6 \times 6,5 \times 20^2 + 20^3}{12} - \frac{6,5^4}{2 \times 6,5 + 20} = t \, 2095 \text{ cm}^4$$

Esforço por unidade de comprimento devido ao cortante

$$\tau_{y,t} = \left[\frac{V_d}{2\ell} \right] = \frac{210}{2 \times (2 \times 6,5 + 20)} = 3,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Esforço máximo por unidade de comprimento devido ao momento torsor (ver Item 4.4.3).

Os pontos mais solicitados serão os mais afastados de G . Nas extremidades livres dos filetes horizontais obtém-se:

$$\tau_{x,t} = \frac{M_d}{I_p/t} \cdot y = \frac{210 \times 6,3}{2} \frac{10}{2095} = 3,15 \text{ kN/cm}$$

$$\tau_{y,t} = \frac{M_d}{I_p/t} \cdot x = \frac{210 \times 6,3}{2} \times \left(\frac{6,5 - 1,3}{2095} \right) = 1,64 \text{ kN/cm}$$

Esforço resultante

$$\sqrt{(3,18 + 1,64)^2 + 3,15^2} = 5,75 \text{ kN/cm}$$

Esforço resistente de projeto, aço MR250, eletrodo E60 Eq. (4.9b): $18,4t$ kN/cm
Espessura t da garganta de solda. Sendo a chapa mais delgada de espessura igual a 6,3 mm, a menor dimensão do filete para evitar resfriamento brusco é $b = 5$ mm.

$$18,4t = 5,75 \therefore t_{\min} = 0,31 \text{ mm}$$

$$b = t/0,7 = 4,5 \text{ mm}$$

Adota-se $b = 5$ mm

d) Cantoneiras sujeitas a cisalhamento e flexão (ver Item 3.3.8)

Esforços solicitantes

$$\frac{V_d}{2} = \frac{210}{2} = 105 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{V_d e_2}{2} = 105 \times 4,4 = 462 \text{ kN/cm}$$

Resistência à ruptura por cisalhamento na seção líquida. Para cisalhamento, o cálculo da área líquida é feito descontando-se o diâmetro nominal do parafuso.

$$R_n / \gamma_{a2} = A_n (0,6 f_u) / 1,35 = (20 - 3 \times 1,6) \times 0,8 \times 0,6 \times 40 / 1,35 = 216 \text{ kN} > 105 \text{ kN}$$

Resistência ao escoamento por cisalhamento

$$R_n / \gamma_{a1} = (20 \times 0,8) \times 0,6 \times 25 / 1,10 = 218 \text{ kN} > 105 \text{ kN}$$

Resistência ao cisalhamento de bloco ($0,6 f_{tu} A_{nv} > 0,6 f_y A_{gv}$)

$$R_d = [0,6 \times 25 \times 15 \times 0,8 + 40 \times (3,2 - 0,95) \times 0,8] / 1,35 = 186,7 > 105 \text{ kN}$$

Módulo de resistência da seção líquida à flexão

$$I = \left[\frac{20^3}{12} - 3 \times \left(\frac{1,6 + 0,35}{12} \right)^3 - 2 \times 1,95 \times 5^2 \right] 0,8 = 453,8 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{453,8}{10} = 45,4 \text{ cm}^3$$

Tensão normal de flexão

$$\frac{462}{45,4} = 10,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < 25 / 1,10 = 22,7 \text{ kN/cm}^2$$

9.10.3 Dimensionar um aparelho de apoio constituído por um rolo de aço MR250, submetido a uma força vertical $F = 250 \text{ kN}$ e uma força horizontal $H = 50 \text{ kN}$ (ver Fig. 9.14). Os esforços são do tipo permanente. Admitir $b = 25 \text{ cm}$.

Solução

O dimensionamento deve então obedecer à condição ($d \leq 635 \text{ mm}$):

$$1,3 \left(\frac{F}{ad} + \frac{6H}{a^2} \right) \leq \frac{1,2 \times (250 - 90)}{1,35 \times 20} = 7,11 \text{ MPa}$$

Supondo um rolo com um comprimento de 35 cm , a condição anterior nos permite calcular o diâmetro necessário.

$$1,3 \left(\frac{250}{35d} + \frac{6 \times 50}{35^2} \right) \leq 0,71 \therefore d > 23,7 \text{ cm}$$

Usaremos $d = 240 \text{ mm}$.

A espessura da placa é determinada pela sua resistência à flexão. Admitindo-se distribuição linear de pressões na base e tomando-se um valor médio de pressão em meia placa ($a/2 = 17,5 \text{ cm}$), igual a $0,524 \text{ kN/cm}^2$, tem-se:

$$M_d = 0,524 \times \frac{12,5^2}{2} = 40,96 \text{ kN cm} < \frac{t^2}{4} \frac{f_y}{\gamma_{a1}} \therefore t > 2,7 \text{ cm}$$

Podemos adotar uma chapa de apoio com espessura $t = 1 \text{ 1/8"} = 28,6 \text{ mm}$.

9.10.4 Dimensionar uma ligação com pino para transmitir um esforço de tração de 600 kN . Usar chapas de $25,4 \text{ mm}$ e $50,8 \text{ mm}$ ($2"$) de aço MR250, na região da ligação. Admitir carga do tipo variável.

Solução

a) Determinação do diâmetro do pino

O diâmetro do pino é, em geral, determinado pela resistência à flexão Eq. (9.6a).

Admitindo o pino sujeito a tensões de contato uniformemente distribuídas (q), calcula-se o seu momento fletor máximo (no meio do vão):

$$M_d = 1,4 \times q \left[2,54 \times 3,81 - \frac{2,54^2}{2} \right] = 1,4 \times \frac{300}{2,54} \times 6,45 = 1066 \text{ kNcm}$$

$$M_{d \text{ res}} = 1,2 \times \frac{\pi d^3}{32} \times \frac{25}{1,1} > 1066 \therefore d > 7,36 \text{ cm}$$

Adotado $d = 8 \text{ cm}$.

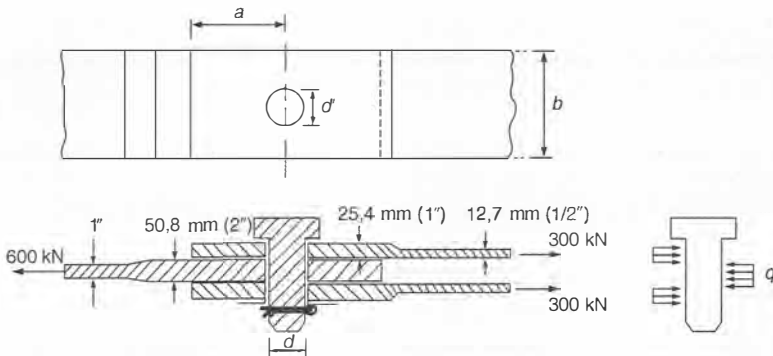


Fig. Probl. 9.10.4

b) Verificação a corte e apoio

Corte

$$V_{d \text{ res}} = 0,75 \times \pi \times \frac{8^2}{4} \times 0,6 \times 25/1,1 = 583 \text{ kN} > V_d = 1,4 \times 300 = 420 \text{ kN}$$

Apoio (esmagamento)

$$R_d = 5,08 \times 8 \times 1,8 \times 25/1,35 = 1355 \text{ kN} > 1,4 \times 600 \text{ kN}$$

c) Determinação da largura b da chapa de ligação. A largura b pode ser determinada com a Eq. (9.9).

$$\text{Diâmetro do furo } d' = 8 + 0,08 = 8,08 \text{ cm}$$

$$A_{n \text{ ef}} = 5,08 (2 \times 5,08 + 1,6) = 59,8 \text{ cm}^2 \leq (b - 8,08) \times 5,08 \therefore b \geq 19,9 \text{ cm}$$

(Adotar 20 cm)

$$(1,4) 600 \leq 59,8 \times 40/1,35 = 1772 \text{ kN}$$

d) Distância do eixo do pino à borda da placa

A distância a do centro do furo à borda da placa pode ser determinada pela Eq. (9.10).

$$A_v = 2 \times 5,08 \left(a + \frac{8}{2} \right) \text{ cm}^2$$

$$N_d = 1,4 \times 600 < 0,6 \times 10,16 (a + 4) \times 40/1,35 \therefore a \geq 0,65 \text{ cm}$$

e) Relações geométricas Eq. (9.11)

$$c > 1,33 (2 \times 5,08 + 1,6) = 15,6 \text{ cm}$$

(Adotar 16 cm)

f) Espessura das chapas fora da região do pino

$$1,4 \times 600 \leq 25 \times 20t/1,10$$

$$t \geq 1,85 \text{ cm}$$

Podemos adotar espessura 25,4 mm para a chapa central e 12,7 mm para as chapas laterais.

9.10.5 Calcular as dimensões da placa de base de uma coluna CS 300 × 62, sujeita a uma carga vertical de 800 kN e uma carga horizontal de 60 kN. Admitir a placa apoiada em concreto armado com $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, e chumbadores de aço SAE1020.

Solução

a) Dimensões em planta da placa de base

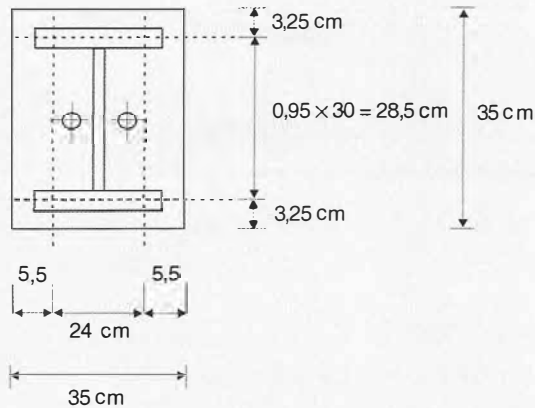


Fig. Probl. 9.10.5

Tomando, de forma conservadora, $A_2/A_1 = 1$, tem-se:

$$N_d = 1,4 \times 800 < f_{ck} A_1 / (1,4 \times 1,4) = 0,51 \times 2 \times A_1 \therefore A_1 > 1098 \text{ cm}^2$$

Pode-se adotar uma placa quadrada $35 \times 35 \text{ cm}^2$

$$A = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2 > 1098 \text{ cm}^2$$

b) Espessura da chapa de base

O dimensionamento será feito com base na resistência à compressão do concreto.

$$0,85 f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \times 20 / 1,4 = 12,1 \text{ MPa}$$

Com o maior balanço, igual a 5,5 cm, calcula-se o momento fletor na placa em uma faixa unitária.

$$M_d = 1,21 \times \frac{5,5^2}{2} = 18,3 \text{ kNcm}$$

Momento resistente de seção de largura unitária e espessura t

$$M_{d \text{ res}} = Z f_y / \gamma_{al}$$

$$M_{d \text{ res}} = \frac{t^2}{4} \times 25/1,1 \geq M_d = 18,3 \text{ kNcm}$$

$$t > 1,79 \text{ cm, adota-se } t = 20 \text{ mm}$$

c) Diâmetro dos chumbadores

A força horizontal será transmitida à fundação por meio de dois chumbadores de diâmetro d em aço SAE1020 ($f_{tt} = 390 \text{ MPa}$)

Resistência ao corte (Eq. 3.1b)

$$R_d = 2 \times 0,40 A_g f_{tt} / 1,35 > 1,4 \times 60 = 84 \text{ kN} \therefore A_g > 3,6 \text{ cm}^2$$

Adotados dois chumbadores $\phi 22 \text{ mm}$ ($A_g = 3,8 \text{ cm}^2$).

9.10.6 Determinar a espessura t_0 do consolo em aço MR250 da figura para a reação de projeto de 130 kN da viga de perfil W 360 \times 32,9. Dimensionar a ligação soldada do consolo ao pilar.

Solução

a) Espessura do enrijecedor. A espessura da chapa do enrijecedor deve ser maior do que a espessura da alma da viga, $t_0 > 5,8 \text{ mm}$.

Para evitar a flambagem local deve-se satisfazer

$$\frac{100}{t_0} < 16 \therefore t_0 > 6,3 \text{ mm}$$

Podemos adotar para o enrijecedor uma espessura $t_0 = 12,5 \text{ mm}$ (1/2").

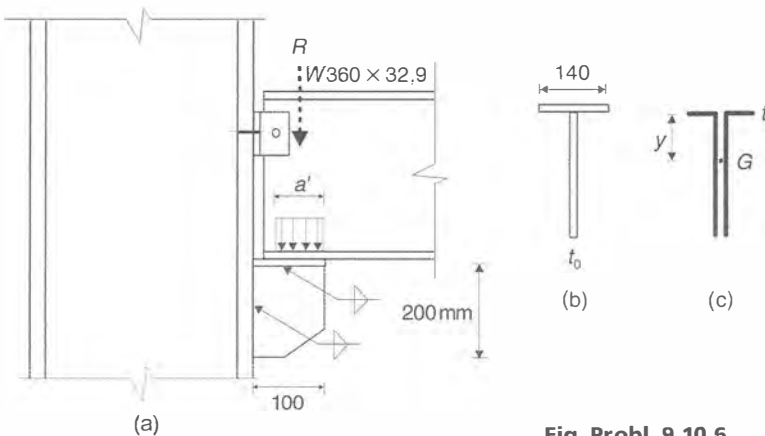


Fig. Probl. 9.10.6

Resistência ao escoamento por cisalhamento na face vertical soldada

$$130 < R_d = h t_0 \cdot 0,6 \cdot f_y / \gamma_{af} = 20 \times 1,25 \times 0,6 \times 40 / 1,10 = 341 \text{ kN}$$

A chapa da mesa do consolo poderá também ter 12,5 mm de espessura.

b) Excentricidade da carga.

Escoamento local da alma

$$R_d = (2,5 \times 1,2 + a') \times 25 \times 0,58 > 130 \text{ kN} \therefore a' \cong 60 \text{ mm}$$

Enrugamento da alma

$$R_d = \frac{0,825}{1,10} \times 0,4 \times 0,58^2 \left[1 + 3 \frac{a'}{36} \left(\frac{0,58}{0,85} \right)^{1,5} \right] \times \sqrt{20000 \times 25 \times \frac{0,85}{0,58}} > 130 \text{ kN} \therefore a' \cong 40 \text{ mm}$$

Excentricidade da carga

$$e = 100 - \frac{60}{2} = 70 \text{ mm}$$

c) Dimensionamento da solda.

Os cordões de solda estão sujeitos a corte e tração, sendo a região do topo da solda a mais solicitada.

Tensão de cisalhamento vertical

$$\tau_{vd} = \frac{130}{(12,7 + 2 \times 20)t} = \frac{2,47}{t} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

Para o cálculo da máxima tensão de cisalhamento horizontal admite-se que o momento é transferido apenas pela solda.

Centro de gravidade da seção de solda

$$\bar{y} = \frac{2 \times 20^2 / 2}{2 \times 20 + 12,7} = 7,59 \text{ cm}$$

Momento de inércia

$$I = t \left[12,7 \times 7,59^2 + 2 \times \frac{20^3}{12} + 2 \times 20 \times 1,2^2 \right] = t \times 2122$$

Tensão de cisalhamento horizontal na parte superior da solda

$$\tau_{sd} = \frac{130 \times 7}{t \times 2122} \times 7,59 = \frac{3,25}{t}$$

Tensão resultante

$$\tau_d = \frac{1}{t} \sqrt{2,47^2 + 3,25^2} = \frac{4,08}{t} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

A tensão resistente, referida à garganta de solda, é dada por:
 – Metal da solda (eletrodo E60)

$$0,6 \times 415/1,35 = 184 \text{ MPa}$$

Dimensões do filete de solda

$$\frac{4,08}{t} < 18,4 \therefore t > 0,22 \text{ cm}; \quad b = \frac{t}{0,7} > 0,32 \text{ cm}$$

Adota-se a dimensão $b = 5 \text{ mm}$, que é a mínima para chapa mais fina de $12,5 \text{ mm}$ de espessura (ver Item 4.2.2).

9.11 | PROBLEMAS PROPOSTOS

9.11.1 Nos modelos estruturais, os nós são geralmente considerados perfeitamente rígidos ou rotulados, condições estas que são dificilmente materializadas. Exemplifique detalhes de ligações que se aproximam dos casos ideais considerados nos modelos teóricos.

9.11.2 Dimensionar a ligação entre viga e coluna ilustrada para a reação igual a 100 kN . No cálculo da ligação soldada, considerar as excentricidades e_1 e e_2 da reação de apoio. Usar parafusos A325 em ligação por apoio com rosca fora do plano; eletrodo E60; aço MR250.

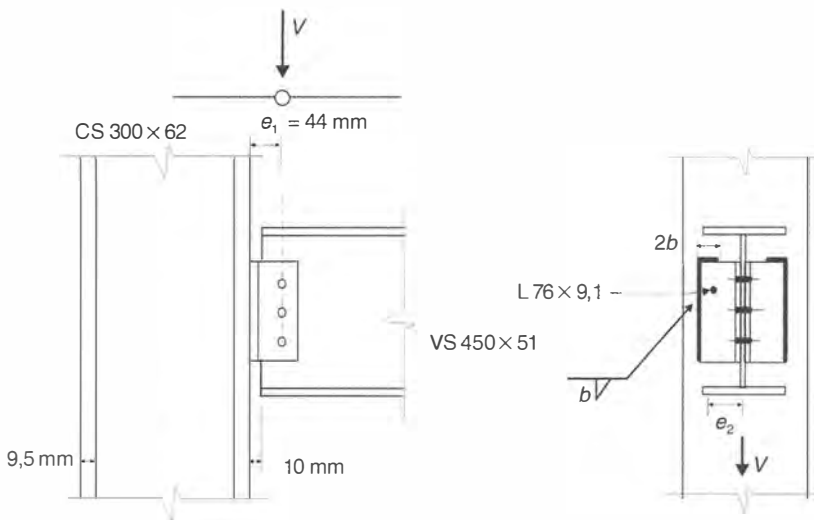


Fig. Probl. 9.11.2

Vigas Mistas Aço-Concreto

10.1 INTRODUÇÃO

10.1.1 Definição

Denomina-se viga mista aço-concreto a viga formada pela associação de um perfil metálico com uma laje de concreto, sendo os dois elementos ligados por conectores mecânicos, conforme ilustrado na Fig. 10.1a.

No sistema misto, a laje de concreto é utilizada com duas funções:

Laje estrutural;

Parte do vigaamento.

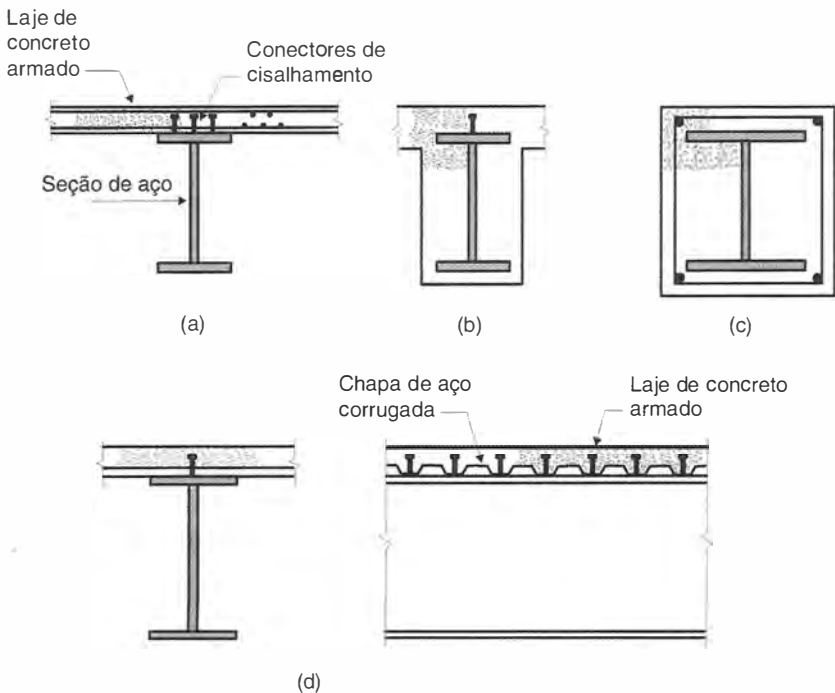


Fig. 10.1 Estruturas mistas aço-concreto: (a) viga mista típica e seus elementos; (b) viga com perfil de aço embebido no concreto; (c) pilar misto; (d) viga mista com fôrma metálica (*steel deck*) com nervuras dispostas perpendicularmente ao eixo da viga.

Em estruturas de edifícios e pontes, nas quais a laje desempenha suas duas funções eficientemente, o emprego de vigas mistas conduz a soluções econômicas.

Em edificações, um sistema utilizado correntemente é o da viga com fôrma metálica incorporada à seção, conforme mostra a Fig. 10.1d. A concretagem da laje é feita sobre chapas de aço corrugadas que, após o endurecimento do concreto, permanecem incorporadas à viga mista. As nervuras da chapa podem ser paralelas ou perpendiculares ao eixo da viga. A aderência conferida por indentações e mossas existentes na chapa permite que esta atue como armadura da laje de concreto, além de escoramento, resultando em um sistema estrutural de laje mista aço-concreto, bastante eficiente e econômico.

Além da viga mista tradicional, outros sistemas compostos de concreto e aço têm sido desenvolvidos e empregados, como colunas mistas (perfil metálico envolvido por concreto, ou perfil tubular preenchido com concreto) e vigas embutidas no concreto, ilustradas nas Figs. 10.1b e 10.1c. O tratamento de pilares mistos pode ser encontrado em Queiroz *et al.* (2001).

10.1.2 Histórico

As vigas mistas passaram a ter grande utilização após a II Guerra Mundial. Anteriormente, empregavam-se vigas metálicas com lajes de concreto, sem considerar no cálculo a participação da laje no trabalho da viga. Esta participação já era, entretanto, conhecida e comprovada pelas medidas de flechas das vigas com lajes de concreto. A carência de aço após a guerra levou os engenheiros europeus a utilizar a laje de concreto como parte componente do vigamento, iniciando-se pesquisas sistemáticas que esclareceram o comportamento da viga mista para esforços estáticos e cíclicos.

10.1.3 Conectores de Cisalhamento

Os conectores de cisalhamento são dispositivos mecânicos destinados a garantir o trabalho conjunto da seção de aço com a laje de concreto. O conector absorve os esforços cisalhantes horizontais que se desenvolvem na direção longitudinal na interface da laje com a mesa superior da seção de aço e ainda impede a separação física desses componentes; as formas construtivas utilizadas, algumas das quais estão ilustradas na Fig. 10.2, preenchem essas duas funções. Entre os tipos ilustrados, o pino com cabeça é o mais largamente utilizado.

O comportamento dos conectores e suas resistências a corte (Q_u) são determinados por ensaios padronizados (Fig. 10.3a) cujos resultados são dados em curvas esforço cortante \times deslizamento (entre a superfície do concreto e do aço), como ilustrado na Fig. 10.3b). De acordo com sua capacidade de deformação na ruptura (δ_u), os conectores podem ser classificados em dúcteis e não-dúcteis. O conector tipo pino com cabeça é dúctil se satisfizer certas relações geométricas (ver Fig. 10.2a). A norma NBR 8800 apresenta critérios de projeto para conectores tipo pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio.

10.1.4 Funcionamento da Seção Mista

A Fig. 10.4 apresenta duas situações de vigas simplesmente apoiadas sob carregamento vertical aplicado sobre a superfície da laje. A Fig. 10.4b refere-se a uma viga metálica não ligada à laje de concreto por meio de conectores. Desprezando-se o atrito entre os dois materiais na superfície de contato, ocorre o deslizamento, e os dois elementos, laje e viga, trabalham isoladamente à flexão, isto é, cada um participando da resistência à flexão de acordo com sua rigidez.

Nas vigas mistas cuja ligação concreto-aço é feita por meio de conectores dúcteis (Figs. 10.4c, 10.4d) distinguem-se três etapas de comportamento para cargas crescentes (admite-se carga uniformemente distribuída em viga biapoiada), gerando os diagramas de esforços da Fig. 10.4a.

- a) Seção mista com interação completa (sem deslizamento na interface aço-concreto – ver Fig. 10.4c).

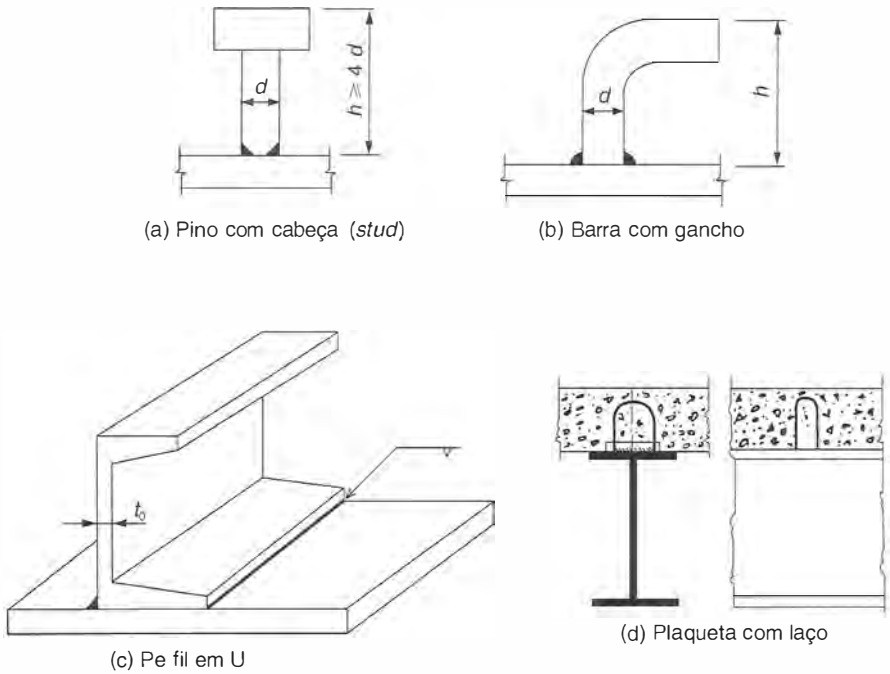


Fig. 10.2 Tipos usuais de conectores.

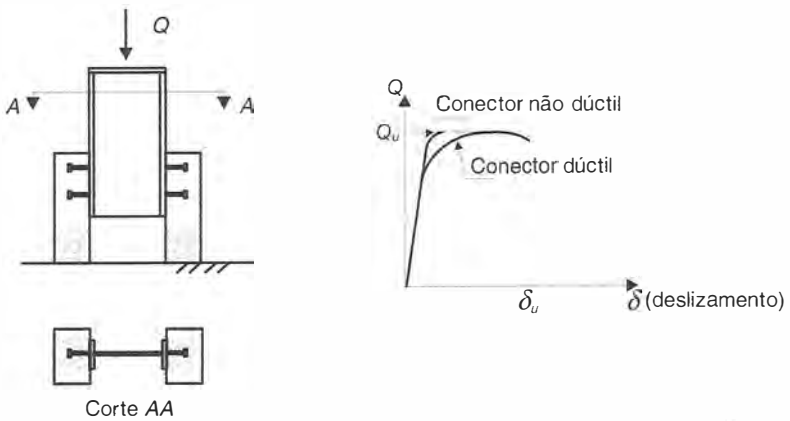


Fig. 10.3 Ensaio padronizado de deslizamento (Eurocódigo 4) para determinação de resistência Q_v do conector e suas características de deformabilidade e de ductilidade.

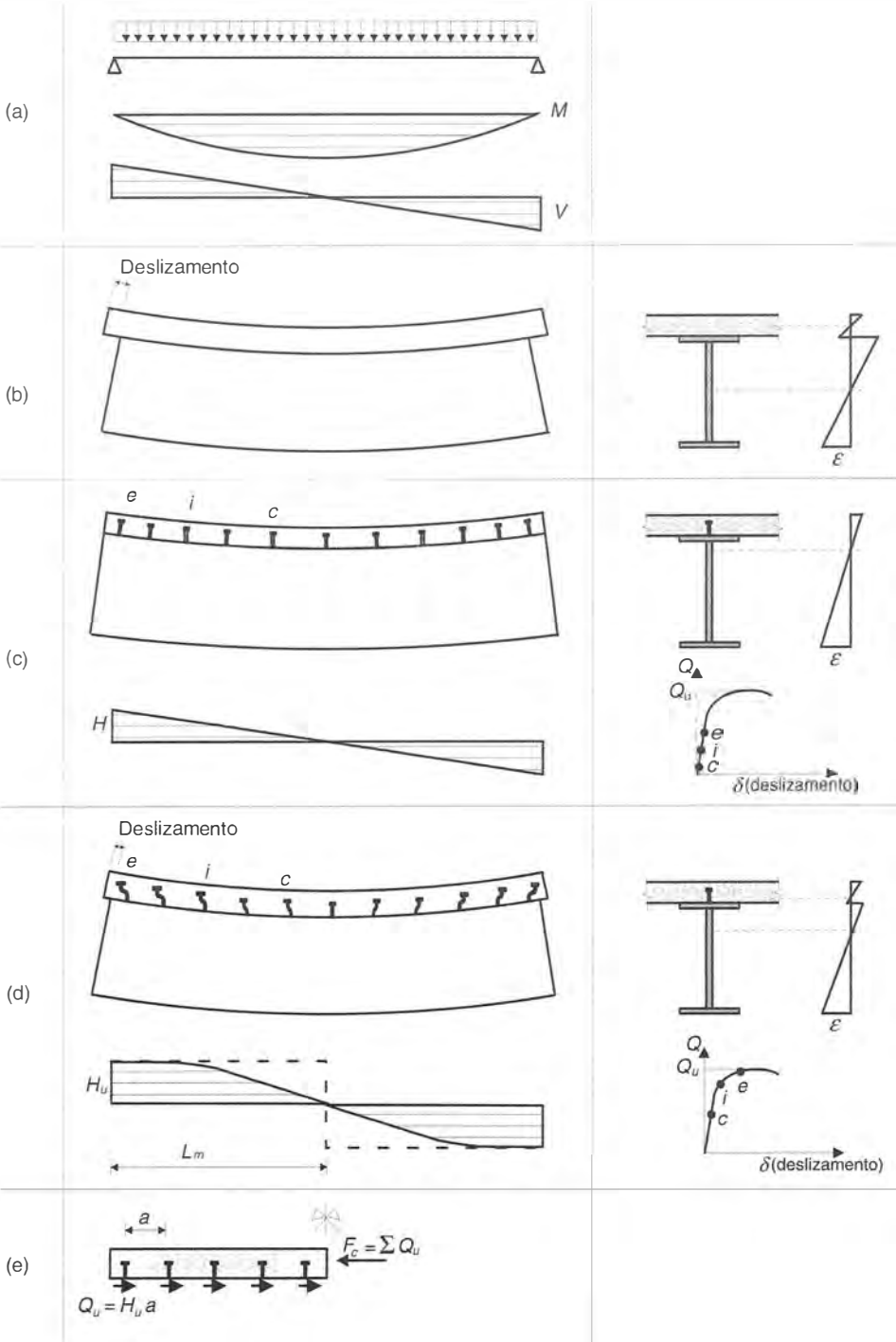


Fig. 10.4 Funcionamento da seção mista: (a) viga biapoiada sob carga uniformemente distribuída e seus diagramas de momento fletor M e esforço cortante V ; (b) viga de aço e laje de concreto não ligadas por conectores; (c) viga mista sob interação completa; (d) viga mista sob interação parcial; (e) diagrama de corpo livre da laje de concreto entre a seção de momento máximo e a seção de momento nulo, na ruptura.

No início do carregamento, o fluxo cisalhante H transferido pelos conectores (proporcional ao esforço cortante na viga) tem distribuição linear. Os conectores extremos (e , na Fig. 10.4c) são os mais solicitados, mas o esforço é pequeno e os conectores apresentam pouca deformação. Assim, pode-se dizer que não há deslizamento na interface aço-concreto. Vê-se, no diagrama de deformações longitudinais ε da seção, que a flexão se dá em torno do eixo que passa pelo centróide da seção mista.

- b) Seção mista com interação parcial (com deslizamento na interface aço-concreto – ver Fig. 10.4d).

Com o acréscimo do carregamento e conseqüentemente do fluxo cisalhante horizontal, os conectores extremos passam a apresentar deformações mais significativas chegando à plastificação, enquanto os conectores intermediários (i) e centrais (c) ainda se encontram pouco deformados. A deformação plástica dos conectores se traduz em um deslizamento da interface aço-concreto e como consequência reduz-se a eficiência da seção mista à flexão. O diagrama de deformações ε apresenta duas linhas neutras que, entretanto, não são tão afastadas quanto aquelas mostradas na Fig. 10.4b para viga de aço e laje de concreto sem conectores.

Para muitas vigas mistas esse deslizamento é tão pequeno que pode ser desprezado. Entretanto, em certos casos, um deslizamento apreciável pode ocorrer para cargas em serviço, devendo-se garantir a segurança em relação ao estado limite de deslocamentos excessivos.

- c) Ruptura

A ductilidade dos conectores permite que eles se deformem mantendo sua resistência e que os acréscimos de esforços sejam transferidos aos conectores menos solicitados. Dessa forma, com o aumento de carregamento, as tensões normais inicialmente em regime elástico atingem o escoamento no aço e/ou a resistência no concreto. Desenvolve-se então a plastificação da seção mista desde que não ocorram, previamente, a flambagem local ou a flambagem lateral. Neste caso, a resistência de uma viga mista é determinada pela plastificação de um de seus componentes, a saber:

- concreto sob compressão
- aço sob tração (ou tração e compressão)
- conector sob cisalhamento horizontal.

A redistribuição do fluxo cisalhante H em decorrência da ductilidade dos conectores transforma o diagrama de H inicialmente triangular (Fig. 10.4c) em um diagrama aproximadamente retangular (Fig. 10.4d) na ruptura. Com isso os conectores podem ser uniformemente dispostos entre os pontos de momento máximo e momento nulo. O equilíbrio do diagrama de corpo rígido de laje de concreto entre esses pontos, ilustrado na Fig. 10.4e, fornece:

$$\sum Q = F_c$$

onde Q é a força em cada conector e F_c é a resultante de compressão no concreto.

10.15 Ligação Total e Ligação Parcial a Cisalhamento Horizontal

Viga mista com ligação total a cisalhamento é aquela cujo momento fletor resistente não é determinado pelo corte dos conectores, isto é, o aumento no número de conectores não produz acréscimo de resistência à flexão (Eurocódigo 4). Em caso contrário tem-se uma viga mista com ligação parcial a cisalhamento, que possui menos conectores que sua correspondente com ligação total. Em geral, a opção por um projeto com ligação parcial decorre do fator econômico. Nos dois casos, a determinação da resistência à flexão é feita no regime plástico para seções de aço compactas.

Os diagramas tensão–deformação do aço e do concreto são mostrados na Fig. 10.5 juntamente com os diagramas simplificados utilizados no caso de viga mista.

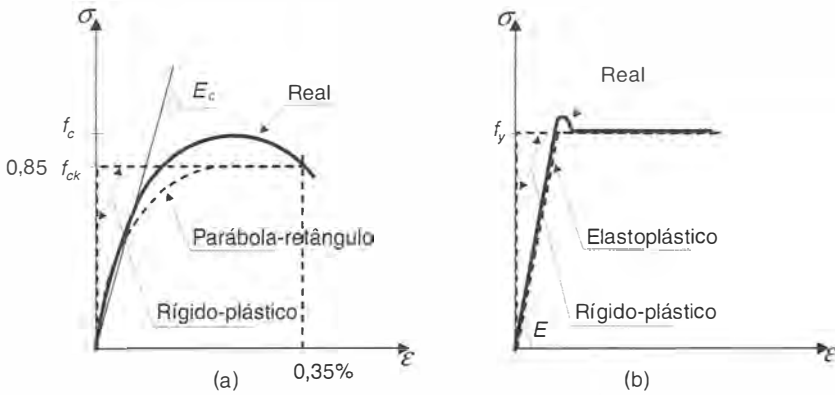


Fig. 10.5 Diagramas tensão–deformação: (a) concreto em compressão; (b) aço comum com patamar de escoamento.

A relação tensão \times deformação do concreto em compressão é não linear. Nas aplicações em concreto armado utiliza-se o diagrama idealizado parábola-retângulo, enquanto em estruturas mistas adota-se o diagrama rígido plástico para cálculos no estado limite último. Ambos os diagramas simplificados são afetados pelo fator 0,85 sobre a resistência característica f_{ck} , o qual leva em conta a redução de resistência do concreto sob cargas de longa duração em relação àquela obtida em ensaios rápidos. Não se considera a resistência do concreto à tração.

A viga com ligação total atinge seu momento resistente com a plastificação da seção, caracterizada pela distribuição de tensões em linha cheia na Fig. 10.6c. O cálculo do momento resistente é feito com tensões uniformes (diagramas rígidos-plásticos) ilustradas em linha tracejada na mesma figura. O diagrama de tensões plásticas da Fig. 10.6c assume a hipótese de ausência de deslizamento (interação completa) para o cálculo do momento resistente da seção mais solicitada.

A viga dimensionada para ter ligação parcial a cisalhamento possui menos conectores que sua correspondente com ligação total, e seu momento resistente é função da resistência ao cisalhamento horizontal dos conectores. O diagrama de tensões plásticas utilizado neste caso considera o deslizamento na interface aço-concreto (interação parcial).

Em relação ao dimensionamento dos conectores e sua distribuição uniforme (Fig. 10.4e) entre pontos de momentos máximo e nulo, considera-se a interação parcial tanto para a viga com ligação total como com ligação parcial.

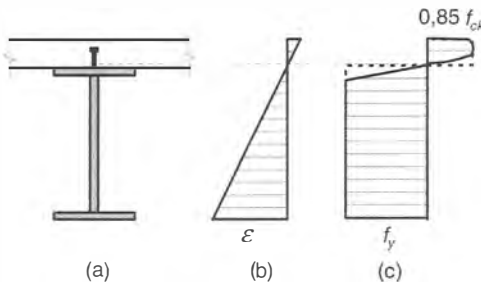


Fig. 10.6 Limite de resistência de viga com ligação total: (a) viga mista; (b) diagrama de deformações na seção; (c) diagramas de tensões na ruptura.

Na NBR 8800, os termos interação completa e interação parcial são utilizados para designar as condições de resistência plástica que na presente obra denominam-se ligação total e ligação parcial, respectivamente.

As vigas projetadas para ter ligação total (condição de resistência) comportam-se para cargas em serviço com interação completa (sem deslizamento). Em vigas dimensionadas (no estado limite último) para ter ligação parcial pode ocorrer deslizamento (interação parcial) para cargas em serviço (estado limite de utilização); por isso, o cálculo de deslocamentos neste caso é feito com propriedades geométricas reduzidas [Eq. (10.36)].

10.1.6 Retração e Fluência do Concreto

O concreto, após o seu endurecimento, apresenta uma retração volumétrica que depende das condições de cura e exposição. Nas vigas mistas o encurtamento do concreto é impedido pela seção metálica, que permanece sob flexocompressão enquanto a laje fica tracionada.

O concreto sob compressão, devido ao momento fletor oriundo do carregamento, sofre efeito de fluência, deformando-se lentamente. Essa deformação, que ocorre para cargas de longa duração, pode chegar a três vezes o valor da deformação elástica instantânea. Por isso, nas verificações de deslocamento no estado limite de utilização, é necessário considerar o efeito de fluência.

10.1.7 Construções Escoradas e Não Escoradas

As vigas mistas podem ser construídas com ou sem escoramento. Nas vigas construídas com escoramento, a seção de aço não é solicitada durante o endurecimento do concreto. Uma vez atingida a resistência necessária ao concreto, o escoramento é retirado e as solicitações devidas ao peso próprio (g) e outras cargas (q) aplicadas posteriormente atuam sobre a seção mista, resultando no diagrama de deformações apresentado na Fig. 10.7b.

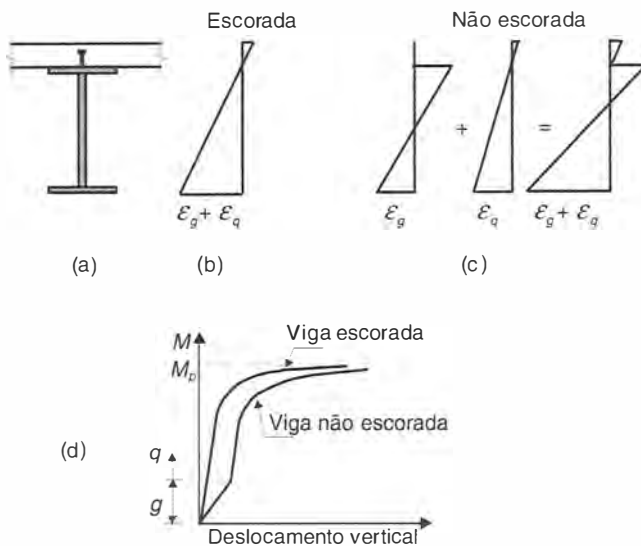


Fig. 10.7 Comportamento de vigas construídas com e sem escoramento: (a) Viga mista; (b) diagrama de deformação na seção da viga escorada; (c) diagramas de deformação na seção da viga não escorada; respostas das vigas em termos de deslocamentos verticais para ação de cargas crescentes.

No caso de viga construída sem escoramento, o peso do concreto fresco e o peso próprio de aço atuam apenas na seção de aço. As cargas q aplicadas após o endurecimento do concreto incidem sobre a seção mista resultando no diagrama composto de deformações mostrado na Fig. 10.7c.

O comportamento da viga para ação de momentos fletores crescentes nos casos de construção escorada e não escorada é mostrado na Fig. 10.7d, onde se observa que os deslocamentos verticais devidos à carga g na viga escorada são bem menores do que na viga não escorada, uma vez que todo o carregamento ($g + q$) atua no sistema mais rígido da seção mista. Entretanto, no estado limite último, as tensões de plastificação que se desenvolvem em uma certa viga mista são as mesmas nos dois casos de construção e, portanto, a viga atinge o mesmo momento fletor resistente, seja ela escorada ou não.

Em decorrência do sistema construtivo, a viga não escorada pode apresentar problemas de deslocamentos excessivos durante a construção e em serviço. Por outro lado, evitam-se os custos do escoramento e restrições de espaço disponível na obra.

10.1.8 Vigas Mistas sob Ação de Momento Fletor Negativo

O comportamento na região de momento negativo de vigas contínuas ou em balanço é caracterizado pela tração da laje de concreto e sua conseqüente fissuração (Fig. 10.8a). Outra importante característica, em contraste com a região de momento positivo, é que a mesa comprimida (inferior) da seção de aço está livre e, portanto, fica sujeita à flambagem local (Fig. 10.8b). Além disso, a viga mista fica também sujeita à flambagem lateral, que neste caso ocorre sem a torção da seção devido ao impedimento oferecido pela laje de concreto (comparar as Figs. 10.8c e 6.12). A flambagem denomina-se, então, lateral por distorção, com a mesa inferior deslocando-se lateralmente e a alma deformando-se por flexão.

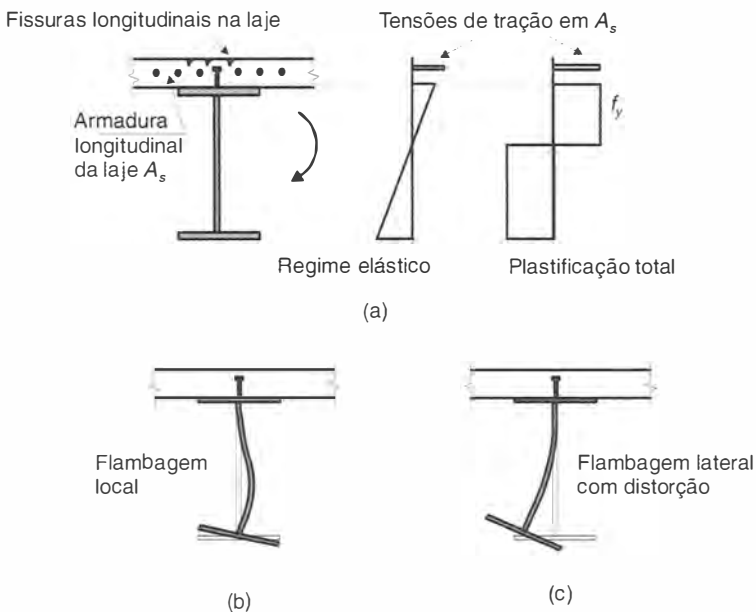


Fig. 10.8 Viga mista com laje de concreto tracionada e mesa inferior comprimida: (a) viga mista e diagramas de tensões na seção; (b) flambagem local da mesa inferior; (c) flambagem lateral com distorção da seção.

10.1.9 Vigas Contínuas e Semicontínuas

Nos pisos de edifícios, os segmentos de vigas mistas são ligados entre si e aos pilares ou outras vigas por meio de elementos de ligação entre os perfis de aço e através da laje de concreto para promover sua continuidade. Essas ligações são denominadas mistas, pois a laje participa da transferência do momento fletor de um segmento a outro.

Quando a ligação possui grande rigidez inicial à rotação (k da Fig. 10.9b) e sua resistência à flexão (M_{res}) é maior ou igual à da viga, o sistema pode ser analisado como uma viga contínua (Fig. 10.9c). Em caso contrário, o sistema é analisado como viga semicontínua levando em conta as propriedades de rigidez e resistência das ligações. Isto pode ser efetuado com o modelo da Fig. 10.9d, no qual as ligações são representadas por molas à rotação ligando os segmentos adjacentes da viga. Nos casos em que a resistência à flexão da ligação é inferior à da seção da viga mista, deve-se garantir que a ligação seja dúctil o suficiente para alcançar grandes rotações e permitir que a viga também atinja seu mecanismo de plastificação.

O comportamento das ligações, em termos de relação momento \times rotação relativa (ver Fig. 9.3) que fornece as referidas propriedades de rigidez e resistência a serem usadas no modelo da viga semicontínua, pode ser determinado pelo método dos componentes adotado pelo Eurocódigo 3 e descrito em Queiroz *et al.* (2001).

Tanto na viga contínua quanto na semicontínua, o cálculo das sollicitações pode ser feito em regime elástico utilizando-se, nas regiões de momento positivo, as propriedades geomé-

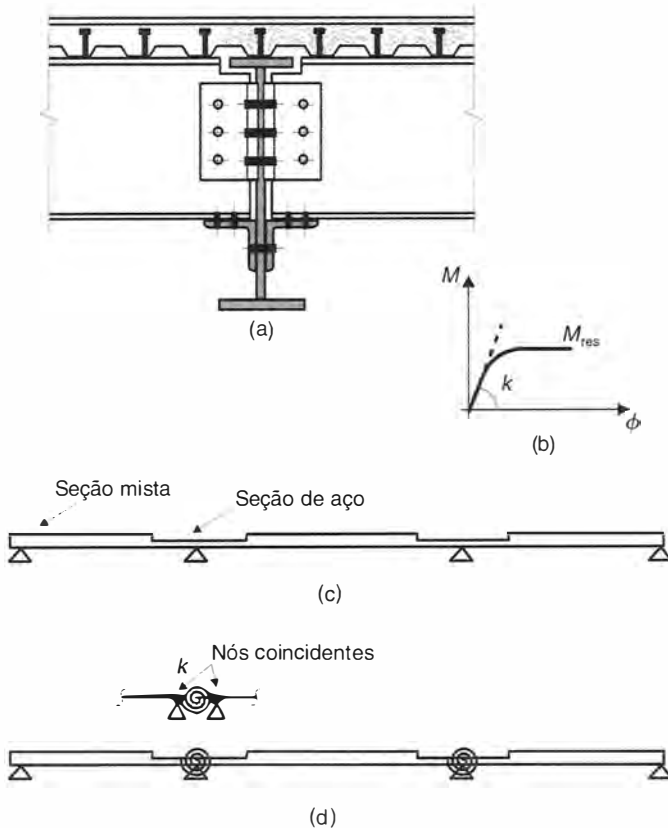


Fig. 10.9 Exemplo de ligação mista para compor uma viga contínua ou semicontínua.

tricas da seção homogeneizada, obtida transformando-se a seção do concreto em uma seção de aço equivalente (ver Item 10.2.3). Na região de momento negativo, devido à fissuração, a contribuição da laje para a rigidez da viga é reduzida em relação à região de momento positivo (Fig. 10.9b). Entretanto, sob certas condições, as normas permitem fazer o cálculo das solicitações com a inércia da viga considerada uniforme e igual à da seção mista em região de momento positivo.

Este capítulo refere-se ao projeto de vigas mistas simplesmente apoiadas.

10.1.10 Critérios de Cálculo

Resistência à Flexão

Da mesma forma que para vigas de aço, as vigas mistas podem ter sua resistência à flexão determinada por:

- Plastificação da seção;
- Flambagem local da seção de aço;
- Flambagem lateral.

Nas regiões de momento positivo não haverá flambagem lateral, já que a mesa comprimida da seção de aço está ligada com conectores à laje de concreto e, portanto, tem contenção lateral contínua. Com relação à flambagem local da seção de aço de vigas mistas prevêem-se dois casos (ver Item 6.2.2):

- a) Seções compactas, nas quais o momento de plastificação total é atingido.
- b) Seções semicompactas, nas quais a situação de início de plastificação é considerada como o limite de resistência à flexão.

Portanto, as normas NBR 8800, Eurocódigo 4 e AISC indicam o cálculo do momento resistente de seções compactas com diagramas de tensões em regime plástico, enquanto, para seções semicompactas, o cálculo é feito em regime elástico. No caso de seções compactas, distinguem-se as vigas com ligação total e as com ligação parcial, dependendo de o momento resistente ser determinado pela plastificação total do concreto ou do aço da seção mista ou pela plastificação dos conectores, respectivamente. Para seções semicompactas essa distinção não se aplica, uma vez que seu dimensionamento é feito com tensões elásticas.

Nas regiões de momento negativo, o momento resistente é o mesmo da seção de aço. Alternativamente pode-se levar em conta a contribuição da armadura longitudinal distribuída na largura efetiva da laje tracionada (Fig. 10.8), desde que esteja adequadamente ancorada.

Resistência ao Cisalhamento

O esforço cortante resistente da viga mista é igual ao esforço cortante da seção de aço, conforme exposto no Cap. 6.

10.2 RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE VIGAS MISTAS

10.2.1 Classificação das Seções Quanto à Flambagem Local

As seções de vigas em aço são divididas em três classes quanto ao efeito de flambagem local (ver Item 6.2.2) em seus elementos comprimidos (mesa e alma). No caso de uma viga mista sujeita a momento fletor positivo, a mesa comprimida não sofre flambagem local, pois está ligada à laje de concreto. A classificação da seção se dará então pela esbelteza da alma h_w/t_0 .

Nos casos de seções compactas em que

$$\frac{h_w}{t_o} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (= 106 \text{ para aço MR250}) \quad (10.1)$$

não ocorrerá flambagem local antes da plastificação total da seção. Utilizam-se então diagramas de tensões com plastificação total para o cálculo do momento fletor resistente da seção mista (Fig. 10.6).

Para as seções semicompatas na quais,

$$3,76 \sqrt{\frac{E}{J_f}} < \frac{h_w}{t_o} < 5,70 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (10.2)$$

a flambagem local da alma ocorre antes da plastificação total da seção. Por isso o momento resistente da viga mista é obtido com o diagrama de tensões em regime elástico na situação de início de plastificação da seção.

10.2.2 Largura Efetiva da Laje

A largura efetiva da laje é a largura fictícia utilizada nos cálculos com as fórmulas simplificadas da resistência dos materiais.

Numa viga T com mesa larga, as tensões de compressão na flexão diminuem do meio para os lados da mesa, por causa das deformações causadas pelo cisalhamento (efeito de *shear lag*). Para resolver o problema com as fórmulas usuais de resistência, considera-se uma largura efetiva b_e (ver Fig. 10.10a) tal que

$$b_e \sigma_b = \text{esforço de compressão total na mesa.}$$

A largura efetiva depende da geometria do sistema e também do tipo de carga. Nos pontos de aplicação das cargas concentradas, as larguras efetivas são reduzidas. Para simplificar os cálculos, as normas adotam valores conservadores, válidos para qualquer tipo de carga.

De acordo com a NBR 8800 e utilizando a notação da Fig. 10.10, a largura efetiva b_e da laje é igual à soma das parcelas b_{e1} e b_{e2} de cada lado da linha de centro da viga, as quais devem ser tomadas como o menor dos valores indicados na Tabela 10.1 nos casos de trecho intermediário e trecho de extremidade.

O comprimento ℓ_0 é a distância entre pontos de momento nulo. Para vigas biapoiadas ℓ_0 é o vão da viga. Para vigas contínuas os valores de ℓ_0 dependem da região da viga, se de momento positivo ou negativo, e são indicados pela NBR 8800.

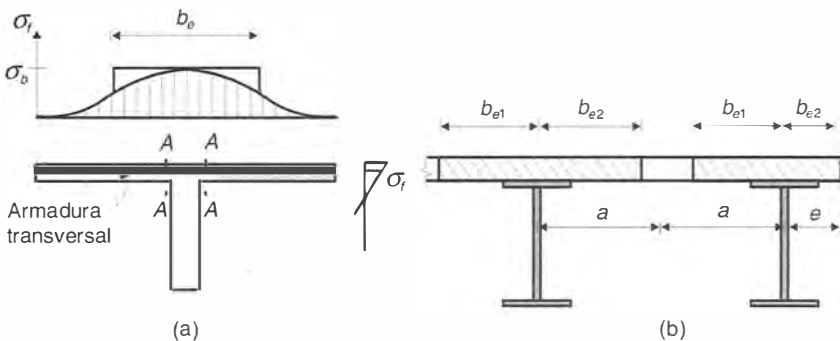


Fig. 10.10 (a) Tensões normais na laje comprimida; (b) largura efetiva da laje.

Tabela 10.1 Valores Limites das Parcelas b_{e1} e b_{e2} (Fig. 10.10)

Trecho intermediário	Trecho de extremidade
$\ell_0/8$	$\ell_0/8$
a	e

O funcionamento conjunto da laje e da alma de uma viga T como a da Fig. 10.10a se dá com a transferência, por cisalhamento longitudinal nas seções AA, do esforço de compressão da mesa de cada lado da alma. Deve-se prover a laje de armadura transversal capaz de garantir a segurança a esse esforço cortante (ver Item 10.2.9) e também de evitar a fissuração.

10.2.3 Seção Homogeneizada para Cálculos em Regime Elástico

As propriedades geométricas da seção mista utilizadas na determinação de tensões e deformações em regime elástico são obtidas com a seção homogeneizada. Transforma-se a seção de concreto em uma seção equivalente de aço, dividindo sua área pela relação

$$\alpha = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{E_s}{E_c} \tag{10.3}$$

conforme mostrado na Fig. 10.11. Na seção homogeneizada deve ser desprezada a área de concreto tracionado.

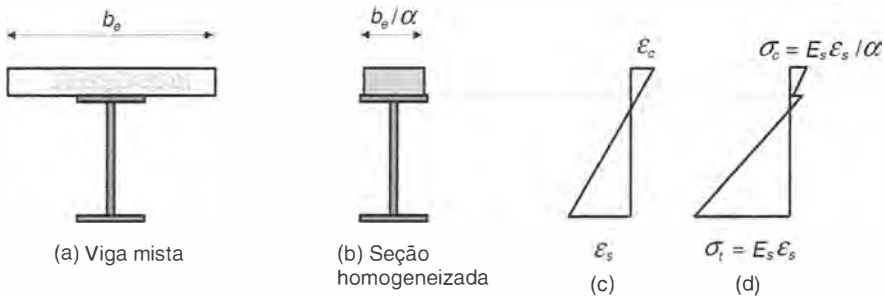


Fig. 10.11 Seção homogeneizada para cálculos em regime elástico.

10.2.4 Relação α entre Módulos de Elasticidade do Aço e do Concreto

Como o concreto é um material cuja relação tensão-deformação é não linear, não pode ser caracterizado por um único módulo de elasticidade (ver Fig. 10.4). Para cada nível de tensão tem-se um módulo tangente e um módulo secante.

Para o cálculo de tensões e deformações devidas a cargas de curta duração, a NBR 8800 indica a seguinte expressão empírica para o valor médio do módulo secante do concreto de resistência f_{ck} .

$$E_{c0} = 0,85 \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \tag{10.4}$$

com E_{c0} e f_{ck} em MPa (N/mm²).

Para cargas de longa duração deve-se levar em conta o efeito de fluência do concreto (ver Item 10.1.5), considerando-se que a deformação plástica $\varepsilon_{c\infty}$ vale φ vezes a deformação elástica ε_{c0} donde a deformação total $\varepsilon_{c\infty}$

$$\varepsilon_{c\infty} = \varepsilon_{c0} + \varepsilon_{\alpha} = \varepsilon_{c0} (1 + \varphi) \tag{10.5}$$

sendo φ conhecido como coeficiente de fluência.

Dai resultam as expressões

$$E_{c\infty} = \frac{E_{c0}}{1 + \varphi} \tag{10.6}$$

$$\alpha_x = \alpha(1 + \varphi) \tag{10.7a}$$

O valor de φ em corpos-de-prova de concreto simples depende de diversos fatores, como materiais empregados, condições de cura, condições ambientais, idade do concreto na época do carregamento etc. Para estruturas, o valor de φ depende ainda das armaduras e das dimensões da peça.

Para o cálculo de φ pode-se utilizar a expressão fornecida pela NBR 6118 (2003), função dos parâmetros mencionados. Com base nos valores apresentados pela referida norma, pode-se recomendar um fator médio $\varphi = 2$ referente a cargas aplicadas ao concreto a partir de 28 dias. Tem-se então

$$\alpha_x = \alpha(1 + 2) = 3\alpha \tag{10.7b}$$

O valor de α_x só é atingido após alguns anos de atuação da carga. No início da vida da obra é necessário verificar tensões e deformações também para as cargas permanentes com o módulo de deformação inicial E_{c0} do concreto.

Exemplo 10.2.1

Um piso de edificação é constituído de vigas mistas simplesmente apoiadas, de vão igual a 10 m. O espaçamento entre as vigas é de 2,5 m. A seção de aço é constituída de perfil soldado VS 400 × 49 em aço A36. A laje maciça tem 100 mm de espessura em concreto de $f_{ck} = 21$ MPa. Calcular as propriedades geométricas da seção homogeneizada de uma viga intermediária.

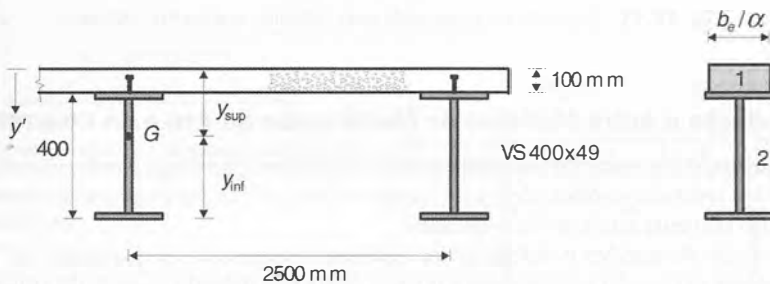


Fig. Ex. 10.2.1

Solução

- a) Características geométricas da seção de aço (Tabela A8.3, Anexo A)

$$A = 62,0 \text{ cm}^2$$

$$b_f = 200 \text{ mm}$$

$$I_x = 17.393 \text{ cm}^4$$

- b) Largura efetiva da laje

$$b_e \leq \frac{\ell}{4} = \frac{1000}{4} = 250 \text{ cm}$$

$$b_e \leq 2a = 250 \text{ cm}$$

$$b_e = 250 \text{ cm}$$

- c) Relação entre módulos de elasticidade

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4760 \sqrt{21} = 21.813 \text{ MPa} \quad (10.4)$$

$$\alpha_0 = \frac{200.000}{21.813} = 9,2 \quad (10.3)$$

valor a ser utilizado em cálculos de tensões e deformações devidas a cargas de curta duração.

Para cargas permanentes utiliza-se

$$\alpha_s = 3 \times 9,2 = 27,5 \quad (10.7b)$$

- d) Propriedades geométricas da seção homogeneizada para
- $\alpha = 9,2$

Área equivalente de concreto

$$A_c = 250 \times 10/9,2 = 272 \text{ cm}^2$$

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I ₀ (cm ⁴)
1	272	5	1360	6.800	2.264
2	62	30	1860	55.800	17.393
Total	334		3220	62.600	19.657

$$y_{\text{sup}} = \frac{3220}{334} = 9,6 \text{ cm} \quad y_{\text{inf}} = 50 - 9,6 = 40,4 \text{ cm}$$

$$I = 19.657 + 62.600 - 334 \times 9,6^2 = 51475 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{sup}} = 5362 \text{ cm}^3$$

$$W_{\text{inf}} = 1274 \text{ cm}^3$$

A linha neutra elástica está a 4 mm da interface para dentro da laje, significando que, para um momento positivo, uma espessura de 4 mm de concreto estaria tracionada. A contribuição do concreto à tração deve ser desprezada, e teoricamente um novo cálculo deveria ser feito com $h_c < 10$ cm. Entretanto, para essa diferença de 4 mm não haverá significativa alteração nas propriedades geométricas.

e) Propriedades geométricas da seção homogeneizada para $\alpha = 27,5$
 Área equivalente de concreto

$$A_c = 250 \times 10 / 27,5 = 90,9 \text{ cm}^2$$

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I ₀ (cm ⁴)
1	90,9	5	454	2272	757
2	62,0	30	1860	55.800	17.393
Total	152,9		2314	58.072	18.150

$$y_{\text{sup}} = 15,1 \text{ cm}$$

$$I = 39.960 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{sup}} = 2646 \text{ cm}^3$$

$$y_{\text{inf}} = 34,9 \text{ cm}$$

$$W_{\text{inf}} = 1145 \text{ cm}^3$$

Observa-se uma redução de 22% no momento de inércia em relação ao cálculo para α_0 . A consequência é um acréscimo de 22% nos deslocamentos referentes à carga de mesmo valor, porém de longa duração. Por outro lado, o módulo resistente inferior teve redução de apenas 10%; logo, as tensões na mesa inferior serão pouco alteradas pelo efeito de fluência do concreto.

10.2.5 Momento Resistente Positivo de Vigas com Seção de Aço Compacta e com Ligação Total

Para as vigas com seção de aço compacta, Eq. (10.1), o momento fletor resistente é calculado em regime plástico. Nas vigas com ligação total, a resistência é determinada pela plastificação do concreto ou da seção de aço, e não pela resistência dos conectores. O número mínimo de conectores e sua disposição ao longo da viga para atender a esta condição estão indicados na Seção 10.3.

Para a determinação do momento resistente em regime plástico admite-se (ver Fig. 10.12c e 10.12d):

- que não há deslizamento entre o concreto e o aço (adota-se a condição de interação completa, desprezando-se o deslizamento na ruptura);
- que a área efetiva de concreto de resistência à compressão f_{ck} desenvolve tensões uniformes iguais a $0,85 f_{ck} / \gamma_c$; que as tensões de tração no concreto são desprezíveis;
- que a seção de aço atinge a tensão f_{yk} / γ_{st} em tração ou compressão.

O momento resistente pode então ser calculado com

$$M_{d\text{res}} = F_{cd} z = F_{td} z \tag{10.8}$$

onde F_{cd} e F_{td} são as resultantes das tensões de compressão e tração, respectivamente, e z é o braço de alavanca.

A posição da linha neutra plástica é obtida com o equilíbrio de forças na seção:

$$\sum F = 0 \quad F_{cd} = F_{td} \tag{10.9}$$

Na situação ilustrada na Fig. 10.12d somente o concreto contribui para a resultante de compressão dada por

$$F_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} b_e x \tag{10.10a}$$

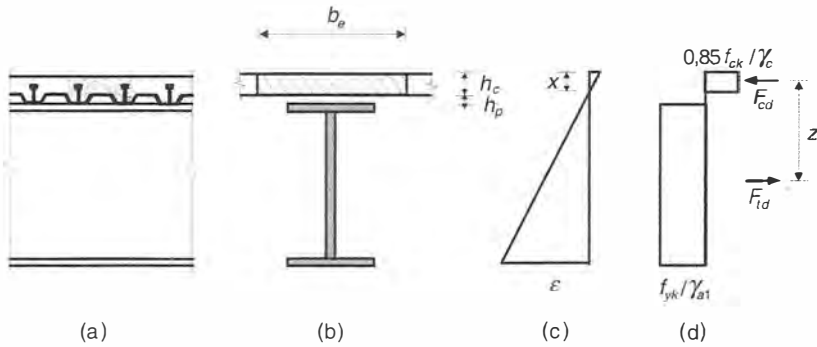


Fig. 10.12 Deformações e tensões no concreto e no aço no estado limite de projeto e cálculo do momento resistente: (a) Elevação da viga; (b) seção transversal; (c) diagrama de deformações; (d) diagrama de tensões em regime plástico.

onde x é a profundidade da seção de concreto comprimida ($x \leq h_c$). O valor máximo da resistência à compressão no concreto é

$$R_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c \quad (10.11)$$

onde h_c é a espessura da laje de concreto; nas lajes com fôrmas de aço em que as nervuras são perpendiculares à viga (Fig. 10.12a), deve ser desprezado o concreto abaixo do topo da fôrma (espessura h_p), já o concreto no interior de nervuras paralelas à viga pode ser considerado.

A resultante de tensões de tração no aço é dada por

$$F_{td} = f_y A / \gamma_{st} \quad (10.12a)$$

onde A_t é a área tracionada de aço. O valor máximo da resistência à tração R_{td} ocorre quando a área tracionada é igual à área da seção de aço A :

$$R_{td} = f_y A / \gamma_{st} \quad (10.12b)$$

Com o equilíbrio das forças na seção, conclui-se que:

se $R_{cd} > R_{td}$, a linha neutra plástica está na laje de concreto;

se $R_{cd} < R_{td}$, a linha neutra plástica está na seção de aço.

A Fig. 10.13 ilustra os casos possíveis, para os quais se desenvolvem as equações do momento resistente.

Linha Neutra Plástica na Laje de Concreto

$$R_{cd} > R_{td} = A f_y / \gamma_{st} \quad (10.13)$$

Substituindo-se as expressões para F_{cd} Eq. (10.10) e F_{td} Eq. (10.12b) na equação de equilíbrio de forças Eq. (10.9), obtém-se a profundidade da linha neutra plástica x :

$$x = \frac{f_y A / \gamma_{st}}{0,85 f_{ck} b_e / \gamma_c} < h_c \quad (10.14)$$

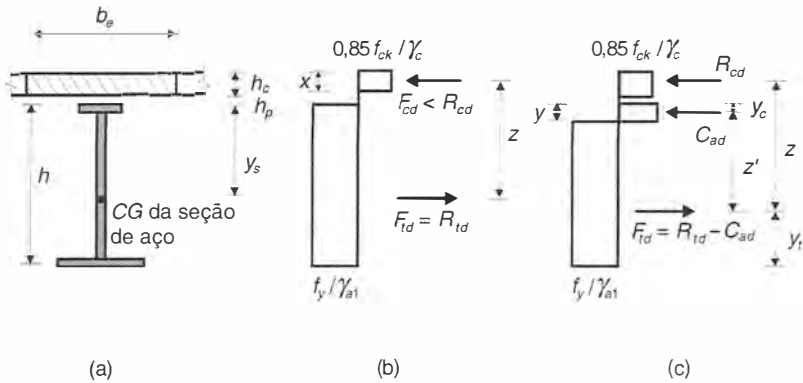


Fig. 10.13 Diagramas de tensões no estado limite último de projeto de vigas mistas sob momento positivo com ligação total: (a) seção mista; (b) linha plástica na laje; (c) linha neutra plástica na seção de aço.

Utilizando a notação da Fig. 10.13, o momento resistente é então dado por

$$M_{d\text{ res}} = R_{td} z = \frac{f_y A}{\gamma_{al}} \left(y_s + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad (10.15)$$

No caso em que $R_{cd} = R_{td}$, a linha neutra plástica encontra-se na nervura da laje não considerada no cálculo. O momento resistente é dado pela Eq. (10.15), com $x = h_c$.

Linha Neutra Plástica na Seção de Aço

$$R_{td} > R_{cd} \quad (10.16)$$

Neste caso, uma parte da seção de aço está comprimida em uma altura y_c , contribuindo com uma força C_{ad} para a resultante de compressão F_{cd} :

$$F_{cd} = R_{td} + C_{ad}$$

A resultante de tração vale

$$F_{td} = R_{td} - C_{ad}$$

Com as duas equações anteriores, sendo $F_{cd} = F_{td}$, chega-se a

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (R_{td} - R_{cd}) \quad (10.17)$$

O momento resistente é calculado com a seguinte expressão:

$$M_{d\text{ res}} = R_{cd} z + C_{ad} z' = R_{cd} \left(h - y_t + h_p + \frac{h_c}{2} \right) + C_{ad} (h - y_t - y_c) \quad (10.18)$$

onde

y_t é a posição do centro de gravidade da seção de aço tracionada, medida a partir do bordo inferior;

y_c é a posição do centro de gravidade da seção comprimida de aço medida a partir do bordo superior da seção de aço.

Com a força de compressão no aço C_{ad} obtida pela Eq. (10.17) localiza-se a linha neutra em uma das duas posições:

Linha neutra na mesa superior, de largura b_f e espessura t_f

$$C_{ad} < f_y b_f t_f / \gamma_{a1} \quad (10.19a)$$

$$y = \frac{C_{ad}}{f_y b_f / \gamma_{a1}} \quad (10.19b)$$

Linha neutra na alma, de altura h_0 e espessura t_0

$$C_{ad} > f_y b_f t_f / \gamma_{a1} \quad (10.20a)$$

$$y = \frac{C_{ad} - f_y b_f t_f / \gamma_{a1}}{f_y t_0 / \gamma_{a1}} + t_f \quad (10.20b)$$

Exemplo 10.2.2

Para a viga mista de extremidade da figura do Exemplo 10.2.1, calcular o momento resistente positivo de projeto admitindo ligação total, perfil em aço AR350 e concreto de f_{ck} igual a 20 MPa.

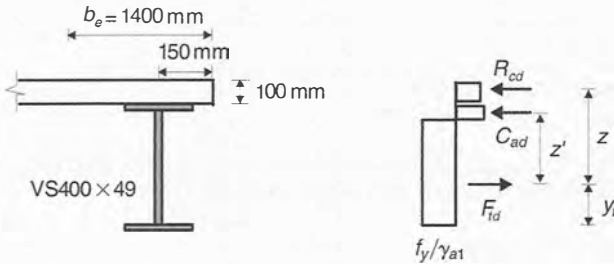


Fig. Ex. 10.2.2

Solução

a) Propriedades geométricas

$$b_f = 200 \text{ mm}, t_f = 9,5 \text{ mm}$$

$$h_0 = 381 \text{ mm}, t_0 = 6,3 \text{ mm}$$

Área da seção de aço $A = 62 \text{ cm}^2$

Largura efetiva

$$b_e = \text{mínimo}(15, 125 \text{ cm}) + \text{mínimo}(125, 125 \text{ cm}) = 140 \text{ cm}$$

b) Classificação da seção

$$\frac{h_0}{t_0} = \frac{381}{6,3} = 60 < 91$$

A seção é compacta.

c) Posicionamento da linha neutra

$$R_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{1,4} b_e h_c = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} \times 140 \times 10 = 1700 \text{ kN}$$

$$R_{td} = A f_y / 1,10 = 62 \times 35 / 1,10 = 1973 \text{ kN}$$

Como $R_{td} > R_{cd}$, a linha neutra plástica está na seção de aço.
Força de compressão na seção de aço

$$C_{ad} = \frac{1}{2}(R_{td} - R_{cd}) = \frac{1}{2}(1973 - 1700) = 136 \text{ kN}$$

$$C_{ad} < f_y b_f t_f / \gamma_{a1} = 35 \times 20 \times 0,95 / 1,10 = 604 \text{ kN}$$

A linha neutra encontra-se na mesa.
Espessura comprimida da mesa superior

$$y = \frac{C_{ad}}{f_y b_f / \gamma_{a1}} = \frac{136}{35 \times 20 / 1,10} = 0,21 \text{ cm}$$

b) Momento resistente
Área tracionada da seção de aço

$$A_t = 62 - 20 \times 0,21 = 57,8 \text{ cm}^2$$

Centro de gravidade da área tracionada

$$y_t = \frac{b_f t_f^2 / 2 + h_0 t_0 \left(\frac{h_0}{2} + t_f \right) + b_f (t_f - y) \left(\frac{t_f - y}{2} + h_0 + t_f \right)}{A_t}$$

$$y_t = \frac{20 \times 0,95^2 / 2 + 38,1 \times 0,63 \times 20 + 20 \times 0,74 (0,37 + 38,1 + 0,95)}{57,8} = 18,5 \text{ cm}$$

Momento resistente

$$M_{d, \text{res}} = R_{cd} z + C_{ad} z' = 1700 (40 - 18,5 + 5) + 136 \left(40 - 18,5 - \frac{0,21}{2} \right)$$

$$= 47.960 \text{ kNcm} = 479,6 \text{ kNm}$$

10.2.6 Resistência à Flexão de Vigas com Seção de Aço Compacta e com Ligação Parcial

Na viga com ligação total o esforço cisalhante F_{hd} a ser resistido pelos conectores entre a seção de momento máximo e a de momento nulo é o menor valor entre R_{cd} Eq. (10.11) e R_{td} Eq. (10.12b). Se a resistência dos conectores dispostos entre estas seções ($\sum Q_d$) for menor do que F_{hd} tem-se a ligação parcial cujo grau de conexão é definido por:

$$\eta = \frac{\sum Q_d}{F_{hd}} \quad (10.21)$$

O momento resistente da viga com ligação parcial é calculado com os diagramas retangulares de tensões, sendo a profundidade da linha neutra na laje de concreto igual a:

$$x = \frac{F_{cd}}{0,85 f_{ct} b_e / \gamma_c} \leq h_c \quad (10.10b)$$

e a resultante de compressão no concreto:

$$F_{cd} = \sum Q_d \quad (10.22)$$

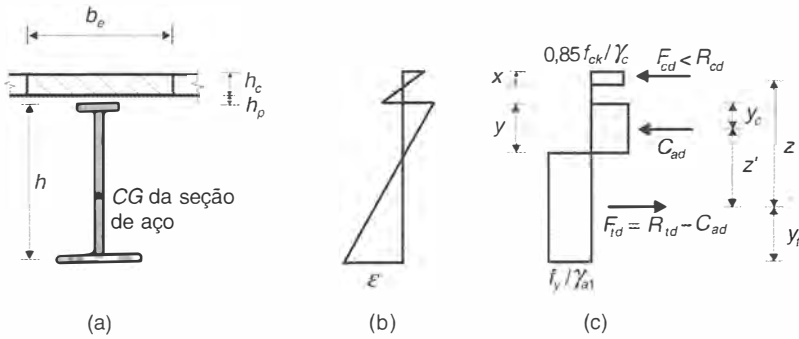


Fig. 10.14 (a) Seção mista com ligação parcial; (b) diagrama de deformações; (c) diagramas de tensões na ruptura.

A Fig. 10.14b mostra o diagrama de deformações na seção de ruptura com duas linhas neutras, uma na laje de concreto (profundidade x) e outra na seção de aço localizada à distância y da face superior da seção de aço. O valor de y pode ser determinado com as Eqs. (10.19) ou (10.20) conforme o caso, e o momento resistente é dado por

$$M_{d\text{ res}} = C_{ad} z + Fz' = F_{cd} \left(h - y_t + h_p + h_c - \frac{x}{2} \right) + C_{ad} (h - y_t - y_c) \quad (10.23)$$

O grau de conexão η dado pela Eq. (10.21) deve ser maior ou igual a η_{inf} (NBR 8800):

a) Para perfis de aço com mesas de áreas iguais ($b_{fc} t_{fc} = b_{ft} t_{ft}$ com a notação da Fig. 6.8)

$$\text{Para } L_e \leq 25 \text{ m} \quad \eta_{\text{inf}} = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) \geq 0,40 \quad (10.24a)$$

Para $L_e > 25$ m, o dimensionamento deve ser feito para ligação total: $\eta = 1,0$, sendo L_e o comprimento do trecho de momento positivo; em viga biapoiada, L_e é igual ao comprimento do vão.

b) Para perfis de aço com $b_{ft} t_{ft} = 3 b_{fc} t_{fc}$

$$\text{Para } L_e \leq 20 \text{ m} \quad \eta_{\text{inf}} = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,30 - 0,015 L_e) \geq 0,40 \quad (10.24b)$$

Para $L_e > 20$ m, o dimensionamento deve ser feito para ligação total: $\eta = 1,0$.

Para as situações intermediárias entre a) e b), pode-se efetuar interpolação linear.

10.2.7 Resistência à Flexão de Vigas com Seção de Aço Semicompacta

A verificação de resistência à flexão de vigas mistas com seção de aço semicompacta Eq. (10.2) é feita através de cálculo de tensões em regime elástico, com os seguintes limites, de acordo com a NBR 8800:

$$\sigma_{td} < f_y / \gamma_{a1}, \text{ com } \gamma_{a1} \text{ dado na Tabela 1.7} \quad (10.25a)$$

$$\sigma_{cd} < 0,85 f_{ck} / \gamma_c, \text{ com } \gamma_c \text{ dado na Tabela 1.7} \quad (10.25b)$$

onde σ_{td} e σ_{cd} são, respectivamente, as tensões de tração na mesa inferior da seção e de compressão no concreto devidas ao momento sollicitante de projeto M_d .

Resultam então as seguintes tensões de projeto (ver Fig. 10.11):

$$\sigma_{ud} = \frac{M_d}{W_{inf}} \quad (10.26a)$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_d}{\alpha W_{sup}} \quad (10.26b)$$

onde W_{inf} e W_{sup} são os módulos de resistência da seção homogeneizada, conforme exposto no Item 10.2.3. Em geral as tensões devem ser calculadas em três casos possíveis:

- 1) No início da vida da obra ($t = 0$) as cargas g_0 permanente e q_0 variável (valor frequente) atuam sem efeito de fluência;
- 2) Decorridos alguns anos ($t = \infty$), a carga permanente g atua com efeito de fluência (g_z) e a carga transitória q (valor frequente) atua sem efeito de fluência (q_0);
- 3) Como alternativa do caso 2, a carga transitória q pode atuar durante um tempo muito longo (valor quase-permanente), a partir do início de utilização da obra, devendo então suas tensões ser calculadas com efeito de fluência (q_z).

10.2.8 Construção Não Escorada

Na viga mista construída sem escoramento, a seção de aço deve ter resistência à flexão, calculada de acordo com os critérios expostos no Cap. 6, suficiente para suportar todas as cargas aplicadas antes de o concreto curar e atingir uma resistência à compressão igual a $0.75f_{ck}$.

O momento resistente de projeto da viga mista para todas as cargas atuantes é obtido de acordo com os critérios dados no Item 10.2.5 ou 10.2.6 quando se tratar de seção de aço compacta.

No caso da seção de aço semicompacta, verifica-se a tensão em regime elástico na mesa inferior da seção de aço. A soma das tensões devidas aos momentos M_{1d} e M_{2d} , oriundos, respectivamente, das cargas aplicadas antes e depois de a resistência do concreto atingir $0.75 f_{ck}$, é limitada a f_y/γ_{a1} . Tem-se então:

$$\frac{M_{1d}}{W_a} + \frac{M_{2d}}{W_{inf}} \leq f_y/\gamma_{a1} \quad (10.27)$$

onde W_s e W_{inf} são, respectivamente, os módulos de resistência inferior da seção de aço e da seção homogeneizada (ver Item 10.2.3).

Como exposto no item anterior, as tensões devem ser calculadas em duas etapas da obra para consideração do efeito de fluência. Entretanto, no caso da tensão na mesa inferior haverá pouca interferência do efeito de fluência, conforme se conclui no Exemplo 10.2.1. O cálculo pode então ser feito com W_{inf} obtido para $\alpha_z = 2\alpha_0$.

10.2.9 Armaduras Transversais na Laje

A transferência do esforço de compressão das abas da laje para os conectores se dá por cisalhamento longitudinal das seções de concreto indicadas na Fig. 10.15. O mecanismo de resistência ao cisalhamento do concreto armado pode ser descrito com o modelo de treliça de Morsch (Pfeil, 1988), segundo o qual o concreto fica sujeito à compressão diagonal e a armadura transversal à tração. O fluxo cisalhante resistente V_d em lajes maciças (concreto de densidade normal) é, então, dado pelas contribuições V_{cd} do concreto e V_{wd} da armadura:

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd} = 0,6 A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + \frac{f_y}{\gamma_s} < 0,2 A_{cv} \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (10.28)$$

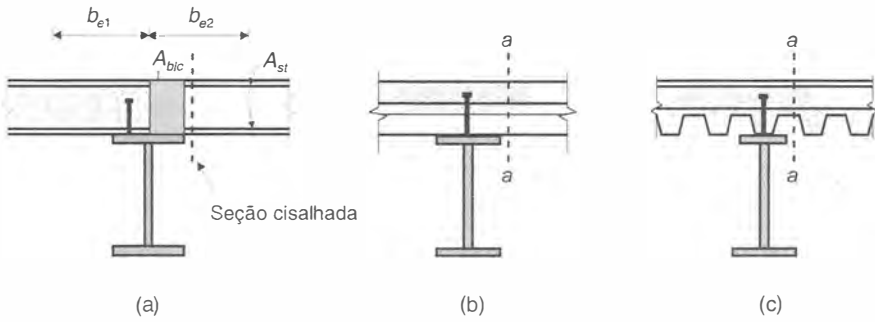


Fig. 10.15 Seções cisalhadas: (a) laje maciça; (b) laje com fôrma de aço com nervuras perpendiculares ao eixo da viga; (c) laje em fôrma de aço com nervuras paralelas ao eixo da viga.

onde A_{cv} é a área da seção cisalhada por unidade de comprimento da viga; A_{st} é a área de armadura transversal disponível na seção cisalhada por unidade de comprimento da viga; $A_{st} > 0.2\% A_{cv}$, $A_{st} > 150 \text{ mm}^2/\text{m}$;

$$f_{ck,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3} \text{ (em MPa);}$$

γ_s é o coeficiente de redução da resistência do aço da armadura (ver Tabela 1.7).

No caso de uso de fôrma de aço contínua sobre a viga e com nervuras dispostas perpendicularmente à seção de aço (Fig. 10.15b), deve-se acrescentar a contribuição da fôrma como armadura transversal na parcela V_{wd} .

O fluxo solicitante de projeto V_{sd} em uma seção cisalhada da Fig. 10.15 será igual à parcela do fluxo cisalhante transferido pelos conectores ($= \sum Q_{rd}$) proporcional à largura efetiva b_{e1} da laje do lado da seção AA a ser verificada, descontada da resistência à compressão do concreto entre o eixo da viga e a seção AA por unidade de comprimento (área A_{bk}):

$$V_{sd} = \frac{\sum Q_{rd} \frac{b_{e1}}{b_{e1} + b_{e2}} - 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_{bk}}{L_m} \tag{10.29}$$

onde L_m é a distância entre as seções de momento máximo e momento nulo.

A Eq. (10.29) refere-se a uma região de momento positivo; para o cálculo do fluxo cisalhante em região de momento negativo o termo de resistência à compressão do concreto é substituído pela resistência à tração da armadura longitudinal localizada entre o eixo da viga e a seção cisalhante.

10.3 | DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES

10.3.1 Resistência dos Conectores Pino com Cabeça

Este item trata da resistência de conectores tipos pino com cabeça; a NBR 8800 também apresenta expressões para resistência de conectores em perfil U laminado ou formado a frio. Eles devem estar totalmente embutidos em concreto de peso específico maior que 15 kN/m^3 . A resistência ao corte de projeto de um conector é dada por:

$$Q_{rd} = \frac{Q_n}{\gamma_{cs}}$$

onde Q_n é a resistência nominal e γ_{cs} o coeficiente dado na Tabela 1.7 e igual a 1.25 para combinações normais de ações.

De acordo com a NBR 8800, os conectores tipo pino com cabeça devem ter comprimento mínimo igual a quatro vezes seu diâmetro. Trata-se da condição de ductilidade do conector.

Se os conectores não estiverem dispostos diretamente sobre a alma da seção de aço, o diâmetro dos mesmos fica limitado a 2.5 vezes a espessura da mesa à qual estão soldados. Dessa forma, evita-se a ocorrência de deformação excessiva na chapa da mesa antes que o conector atinja sua resistência.

A norma NBR 8800 fornece a resistência nominal para conectores tipo pino com cabeça, totalmente embutidos no concreto, como o menor entre os dois valores seguintes:

$$Q_n = 0,5 A_{cs} \sqrt{f_{ct} E_p} \quad (10.30)$$

$$Q_n = R_g R_p A_{cs} f_u \quad (10.31)$$

onde

A_{cs} = área da seção transversal do conector

f_u = limite de resistência à tração do conector

R_g, R_p = fatores que consideram a redução de resistência do conector quando usado em lajes com fôrma de aço incorporada (NBR 8800); para lajes maciças $R_g = R_p = 1.0$.

A Eq. (10.30) refere-se ao apoio do pino no concreto, enquanto a Eq. (10.31) trata da resistência à flexão do pino dada em termos de cisalhamento aparente.

A especificação da NBR 8800 para fabricação de conectores tipo pino com cabeça segue a norma americana AWS D1.1. O aço utilizado nos conectores de diâmetro entre 12.7 e 22 mm tem tensão de ruptura à tração $f_u = 415$ MPa (ver Tabela A5.4, Anexo A).

Devido à existência de um enrijecedor na base das nervuras da chapa corrugada, os conectores devem ser soldados fora de centro. Em lajes com nervuras perpendiculares à viga, o fator R_p leva em conta a influência da posição do conector em relação à face das nervuras em função do sentido da resultante de compressão, conforme ilustra a Fig. 10.16. Não sendo possível garantir o posicionamento mais resistente do conector, recomenda-se usar $R_p = 0.60$. Já o fator R_g considera o efeito do número de conectores em uma nervura igual a 1.0, 0.85 e 0.70 para um, dois e três ou mais conectores, respectivamente.

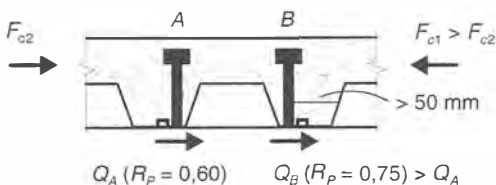


Fig. 10.16 Variação da resistência do conector em laje com fôrma de aço incorporada.

10.3.2 Número de Conectores e Espaçamento entre Eles

Vigas com Seção de Aço Compacta

Nas vigas com seção de aço compacta com *ligação total*, os conectores são dimensionados de maneira que a viga mista possa atingir seu momento plástico de ruptura, sem a separação entre a laje e a seção de aço. Assim, os conectores são calculados em função da resistência da viga e não das cargas atuantes. A soma das resistências Q_n dos conectores entre o ponto de momento máximo e um de momento nulo é dada pelo menor valor entre as resistências nominais do concreto em compressão e do aço em tração (ver Fig. 10.4e):

Linha neutra plástica na seção de aço

$$n Q_n \geq 0,85 f_{ck} b_e h_c \quad (10.32a)$$

Linha neutra plástica na laje

$$n Q_n \geq A f_y \quad (10.32b)$$

onde

Q_n é a resistência de um conector

n é o número de conectores.

Nas vigas dimensionadas para ter ligação parcial, a resistência dos conectores, $n Q_n$, é menor do que as resistências do concreto em compressão e da seção de aço em tração.

Nas regiões de momento positivo de vigas sob carga uniforme, os n conectores necessários podem ser uniformemente distribuídos entre a seção de momento máximo e a de momento nulo adjacente. De acordo com a NBR 8800, no caso de cargas concentradas entre essas duas seções, o número de conectores entre a seção de carga concentrada e a de momento nulo não pode ser inferior a n' :

$$n' = n \left[\frac{M'_d - M_p / \gamma_{a1}}{M_d - M_p / \gamma_{a1}} \right] \quad (10.33)$$

onde

M'_d e M_d são os momentos solicitantes de projeto nas seções de carga concentrada e de momento máximo.

M_p / γ_{a1} é a resistência à flexão da seção de aço compacta.

Vigas com Seção de Aço Semicompacta

De acordo com Eurocódigo 4, se a determinação da resistência à flexão da viga é feita com base em tensões elásticas, o cálculo do esforço cisalhante horizontal deve também ser feito em regime elástico. Em uma viga mista em regime elástico, a força em um conector pode ser calculada com a expressão do fluxo cisalhante horizontal H (esforço por unidade de comprimento) na interface concreto-aço [Gere e Timoshenko (1994)]:

$$H = \frac{VS}{I} \quad (10.34)$$

onde

V = esforço cortante na seção;

S = momento estático, referido ao eixo neutro da viga mista, da área de concreto comprimida no caso de momento positivo; ou da área da armadura longitudinal embebida no concreto, em caso de momento negativo;

I = momento de inércia da seção homogeneizada (ver Item 10.2.3).

O fluxo de cisalhamento horizontal é proporcional ao esforço cortante vertical V . Para uma viga simplesmente apoiada sob carga uniformemente distribuída, a Fig. 10.4b ilustra a distribuição do esforço H . Nesse caso, os conectores próximos ao apoio são mais solicitados. Utiliza-se então a Eq. (10.34) e dispõem-se os conectores com menor espaçamento nas regiões de maior esforço cisalhante horizontal.

O espaçamento a entre conectores se calcula dividindo a resistência de um conector Q_n pelo fluxo cisalhante de projeto H_d :

$$a \geq \frac{Q_n}{H_d} \quad (10.35)$$

onde H_d é calculado com a Eq. (10.34), com o esforço cortante V_d de projeto em vez do valor nominal V .

Já as normas NBR 8800 e AISC permitem calcular o número de conectores a partir do diagrama plastificado do fluxo cisalhante H (Fig. 10.4d) e dispô-los uniformemente distribuídos como é feito para as vigas de seção compacta. Aplicam, assim, as definições de ligação total e ligação parcial para o caso de seção semicompacta, apesar de sua resistência à flexão ser determinada em regime elástico. Daí a NBR 8800 apresentar uma expressão para o módulo elástico à flexão W_{ef} efetivo que substitui W da seção homogeneizada nas Eqs. (10.26a) e (10.26b), em caso de ligação parcial.

Espaçamentos Máximo e Mínimo

De acordo com a NBR 8800, o espaçamento entre conectores está limitado a:

$$a < 8 h_c, \text{ em geral}$$

$a < 915$ mm, no caso de laje com fôrma de aço incorporada com nervura perpendicular à viga.

No caso de pinos com cabeça, o espaçamento mínimo é de seis diâmetros ao longo do vão e quatro diâmetros na direção transversal ao eixo da viga.

Exemplo 10.3.1

A viga do Exemplo 10.2.2 simplesmente apoiada com 10 m de vão e com carga uniforme teve seu momento resistente calculado admitindo-se ligação total. Determine o número de conectores tipo pino com cabeça $\phi 12,7$ e seu espaçamento para atender a esta condição.

Solução

- a) Resistência do conjunto de conectores dispostos entre o meio do vão da viga e o apoio.
Posição da linha neutra plástica

$$R_{cd} = 0,85 f_{ck} b_e h_c / 1,4 = 0,85 \times 2,0 \times 140 \times 10 / 1,4 = 1700 \text{ kN}$$

$$R_{td} = A f_y / 1,10 = 62 \times 35 / 1,10 = 1973 \text{ kN}$$

Como $R_{td} > R_{cd}$, a linha neutra está na seção de aço, e a resistência do conjunto de conectores $n Q_{cd}$ deve ser maior que R_{td} .

$$n Q_{cd} \geq 1700 \text{ kN}$$

- b) Resistência de um conector $\phi 12,7$

Aplicando-se as Eqs. (10.30) e (10.31) com $f_{ck} = 20$ MPa, $E_c = 21.287$ MPa Eq. (10.4) e $f_u = 415$ MPa, tem-se:

$$Q_n \leq 0,5 \times 1,27 \sqrt{2,0 \times 2129} = 41,4 \text{ kN}$$

$$Q_n \leq 1,27 \times 41,5 = 52,7 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} = 41,4 / 1,25 = 33,1 \text{ kN}$$

- c) Número de conectores entre o meio do vão e o apoio

$$n = \frac{1700}{33,1} = 51,3$$

Adotam-se 52 conectores de cada lado da seção do meio do vão.

- d) Espaçamento entre os conectores
Os conectores podem ser distribuídos uniformemente ao longo da viga: 52 conectores a cada 95 mm, como mostra a figura.

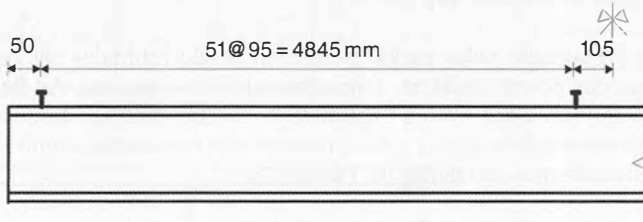


Fig. Ex. 10.3.1

Limites construtivos do espaçamento

$$a = 95 \text{ mm} < 8 h_c = 8 \times 100 = 800 \text{ mm}$$

$$a = 95 \text{ mm} > 6 d = 6 \times 12,7 = 76,2 \text{ mm}$$

10.4 VERIFICAÇÕES NO ESTADO LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Os seguintes estados limites de utilização devem ser verificados no caso de vigas mistas:

- Deslocamentos excessivos
- Fissuração do concreto
- Vibrações excessivas

A norma NBR 8800 fornece, em seu Anexo M, indicações para o caso de vibrações em pisos devidas a pessoas em atividades. A fissuração do concreto deve ser controlada de acordo com os critérios da NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – e Anexo O5 da NBR 8800.

No cálculo dos deslocamentos em vigas mistas, é necessário levar em conta a sequência construtiva, o efeito da fluência e retração do concreto e a condição de resistência no caso de vigas com seção de aço compacta (ligação total ou ligação parcial), que determina o tipo de comportamento sob cargas em serviço.

Quando não se usam escoras provisórias durante a concretagem da laje, o peso próprio é resistido apenas pela viga metálica, sendo pois as flechas calculadas com o momento de inércia da seção de aço. Havendo escoras provisórias, a carga permanente é resistida pela viga mista, sendo a flecha calculada com o momento de inércia da seção homogeneizada.

Para levar em conta o efeito de fluência do concreto, os deslocamentos são calculados na condição $t = \infty$ (após alguns anos de utilização) com a carga permanente g e valores quase-permanentes de carga variável atuando com efeito de fluência (g_x) e valores frequente e raro da carga variável q atuando sem efeito de fluência (q_0).

As vigas dimensionadas no estado limite último para ligação total têm comportamento para cargas em serviço caracterizado por interação completa (sem deslizamento na interface concreto-aço). Os deslocamentos são então calculados com as propriedades de seção mista homogeneizada (Item 10.2.3). No caso de vigas com ligação parcial, utiliza-se um valor reduzido de momento de inércia da seção (I_{ef}), que expressa a influência do deslizamento para cargas em serviço:

$$I_{\text{ef}} = I_a + \sqrt{\eta} (I - I_a) \quad (10.36)$$

onde I_a é o momento de inércia de seção de aço
 I é o momento de inércia da seção homogeneizada (ver Item 10.2.3)
 η é o grau de conexão Eq. (10.21)

As flechas provocadas pelas cargas permanentes são limitadas nas normas, com o fim de evitar deformações pouco estéticas, empoçamentos de água, etc. As flechas produzidas por cargas móveis são limitadas, com a finalidade de evitar vibrações desconfortáveis. Em ambos os casos, evitam-se também danos a componentes não estruturais, como alvenarias. Os valores limites de deslocamentos são dados na Tabela 1.8.

10.5 | PROBLEMAS RESOLVIDOS

10.5.1 Um piso de edifício é formado por vigas mistas espaçadas de 2,8 m e com vãos simplesmente apoiados de 9,0 m de comprimento.

A laje de 10 cm de espessura será concretada sobre um sistema de fôrmas apoiadas nos perfis de aço das vigas. Trata-se, portanto, de vigas mistas não escoradas.

As cargas nominais atuantes numa viga intermediária são:

– Antes de o concreto atingir 75% f_{ck}

Carga permanente

$$g_1 = 7,6 \text{ kN/m}$$

Carga de construção

$$q_1 = 1,5 \text{ kN/m}$$

– Após a cura do concreto

Carga permanente

$$g_2 = 5,0 \text{ kN/m}$$

Carga variável de utilização

$$q_2 = 8,4 \text{ kN/m}$$

Os materiais a serem utilizados são aço MR250; concreto $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$.

Dimensionar a viga mista intermediária com ligação total, sendo a seção de aço um perfil W (ver Tabela A6.8, Anexo A). Utilizar conectores do tipo pino com cabeça.

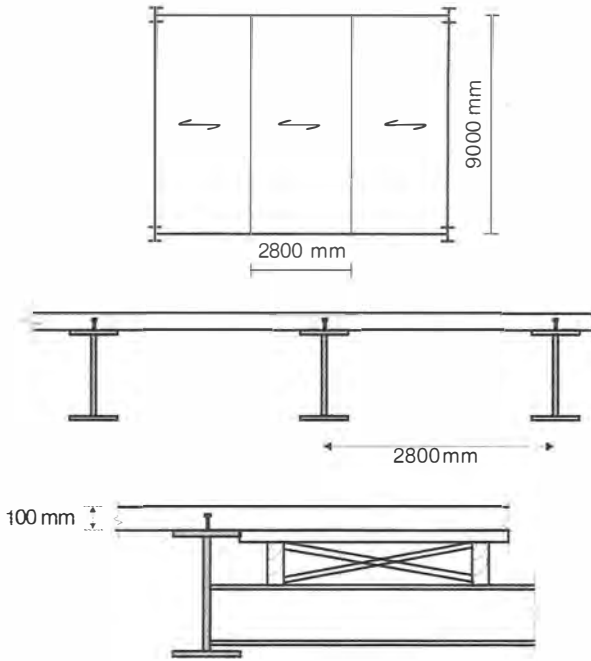


Fig. Probl. 10.5.1

Solução

a) Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento será feito no estado limite último, admitindo-se seção de aço compacta e linha neutra plástica na interface concreto-aço.

Carga distribuída de projeto

$$1,4 (7,6 + 5,0) + 1,5 \times 8,4 = 30,2 \text{ kN/m}$$

Momento solicitante de projeto

$$M_d = 30,2 \times \frac{9,0^2}{8} = 306 \text{ kNm}$$

Considerando-se inicialmente um perfil com $h = 450 \text{ mm}$, a área da seção de aço necessária

$$A = \frac{M_d}{\frac{f_y}{\gamma_{af}} \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right)} = \frac{30.600}{\frac{25}{1,10} (22,5 + 10 - 5)} = 49,0 \text{ cm}^2$$

Na Tabela A6.8, Anexo A, vê-se que o perfil W 460 \times 52,0 atende à condição de área necessária.

b) Largura efetiva da laje para viga intermediária

$$b_e = \text{mínimo} \left(\frac{1}{4} 900; 280 \right) = 225 \text{ cm}$$

c) Classificação da seção quanto à flambagem local da alma

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{404}{7,6} = 53,1 < 3,76 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 106 \therefore \text{seção compacta}$$

d) Momento resistente da viga mista

$$R_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_e h_c = 0,85 \times \frac{2,0}{1,4} \times 225 \times 10 = 2732 \text{ kN}$$

$$R_{d1} = A f_y / \gamma_{a1} = 66,6 \times 25 / 1,10 = 1513 \text{ kN}$$

Como $R_{cd} > R_{d1}$, a linha neutra plástica está na laje de concreto na profundidade.

$$x = \frac{1513 \times 1,4}{0,85 \times 2,0 \times 225} = 5,5 \text{ cm}$$

Momento resistente

$$M_{d \text{ res}} = 1513 \left(\frac{45}{2} + 10 - 2,77 \right) = 45.000 \text{ kNcm} = 450 \text{ kNm} > M_d = 306 \text{ kNm}$$

e) Momento resistente da seção de aço – Etapa construtiva

A seção de aço deve ter resistência à flexão para suportar as cargas atuantes antes de o concreto atingir $0,75 f_{ck}$.

Momento solicitante de projeto

$$M_d = \frac{1,4 \times (7,6 + 1,5) \times 9,0^2}{8} = 129,0 \text{ kNm}$$

Considerando-se que perfil de aço está contido lateralmente pelo sistema de apoio das fôrmas, não há flambagem lateral.

Classificação da seção quanto à flambagem local

Mesa

$$\frac{b}{t} = \frac{165}{2 \times 11,4} = 7,2 < \lambda_p = 11$$

Alma

$$\frac{h_w}{t_0} = 53,1 < 106$$

O perfil é compacto.

$$M_p = Z f_y = 1096 \times 25 = 27.400 \text{ kNcm} = 274 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ res}} = \frac{1}{\gamma_{a1}} M_p = \frac{1}{1,10} 274$$

$$M_{d \text{ res}} = 249 \text{ kNm} > M_d = 129 \text{ kNm}$$

- f) Resistência ao cisalhamento
Esforço cortante solicitante de projeto

$$V_{ct} = [1,4 (7,6 + 5,0) + 1,5 \times 8,4] \times \frac{9,0}{2} = 136,1 \text{ kN}$$

Esforço cortante resistente

$$2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,6 > \frac{h_w}{t_w} = 53,1$$

$$V_{d \text{ res}} = A_w (0,6 f_y) C_v / \gamma_{at} = 45,0 \times 0,76 \times 0,6 \times 25 \times 1,0 / 1,10 = 466 \text{ kN}$$

- g) Cálculo do número de conectores para ligação total
Resistência do conjunto de conectores dispostos entre o meio do vão e o apoio. Como $R_{cd} > R_{td}$ (item d), tem-se:

$$n Q_{rd} \geq R_{td} = 1513 \text{ kN}$$

Resistência de um conector $\phi 15,9$

$$Q_n \leq 0,5 \times 1,98 \sqrt{2,0 \times 2129} = 64,6 \text{ kN}$$

$$Q_n \leq 1,98 \times 41,5 = 82,2$$

$$Q_{rd} = 64,6 / 1,25 = 51,7 \text{ kN}$$

Número de conectores

$$n = \frac{1513}{51,7} = 29,3$$

Adotam-se 30 conectores espaçados de 150 mm, de cada lado da seção do meio do vão.

$$a = 150 < 8 \times 100 = 800 \text{ mm}$$

$$a = 150 > 6d = 6 \times 15,9 = 95,4 \text{ mm}$$

- h) Verificação ao cisalhamento da laje na seção AA da Fig. 10.15
Fluxo cisalhante solicitante de projeto

$$V_{sd} = \frac{\sum Q_{rd} \frac{b_{e1}}{b_{e1} + b_{e2}} - 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} A_{blc}}{L_m} = \frac{30 \times 51,7 \times 0,5 - 0,85 \times 1,43 \times 10 \times 7,6}{450} =$$

1,52 kN/cm

Armadura transversal mínima em aço CA50

$$A_{st \text{ min}} = 0,2\% \quad A_{ev} = 0,02 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fluxo cisalhante resistente de projeto

$$V_{rd} = 0,6 \times 10 \times \frac{(0,21 \times 2,0^{2/3})}{1,4} + 0,02 \times \frac{50}{1,15} = 2,30 \text{ kN/cm} < 0,2 \times 10 \times \frac{2,0}{1,4} = 2,86 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$$

Com a armadura transversal mínima, a condição $V_{sd} < V_{rd}$ é atendida.

i) Propriedades geométricas para cálculos em regime elástico

$$E_{c0} = 0,85 \times 5600 \sqrt{20} = 21.287 \text{ MPa}$$

$$\alpha_0 = \frac{E_s}{E_{c0}} = 9,4$$

$$\alpha_x = 3 \times 9,4 = 28,2$$

Cálculo com $\alpha = 28,2$

	A (cm ²)	y' (cm)	Ay'	Ay' ²	I _o (cm ⁴)
Laje	$225 \frac{10}{28,2} = 79,8$	5	399	1995	665
Seção de aço	66,6	32,5	2164	70.346	21.370
Total	146,4		2563	72.341	22.035

$$y_{\text{sup}} = \frac{2563}{146,4} = 17,5 > h_c, \quad y_{\text{inf}} = 37,5 \text{ cm}$$

$$I = 22.035 + 72.341 - 146,4 \times 17,5^2 = 49.487 \text{ cm}^4$$

Os cálculos com $\alpha = 9,6$ fornecem

$$I = 62.767 \text{ cm}^4$$

j) Verificação no estado limite de utilização (ou de serviço)

Deslocamento no meio do vão na etapa de construção (seção de aço portante)

$$\delta g_1 = \frac{5}{384} \frac{g_1 \ell^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{0,076 \times 900^4}{20.000 \times 21.370} = 1,52 \text{ cm}$$

Deslocamento no meio do vão da viga mista devido à combinação frequente, sem considerar o efeito de fluência do concreto

$$\delta g_2 + q_2 = \frac{5}{384} \frac{(g_2 + \psi_1 q_2) \ell^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{(0,05 + 0,6 \times 0,084) \times 900^4}{20.000 \times 62.767} = 0,68 \text{ cm}$$

Deslocamento total (combinação frequente de serviço)

$$\delta = 1,52 + 0,62 = 2,20 \text{ cm} < \frac{\ell}{350} = 2,57 \text{ cm} \text{ (ver Tabela 1.8)}$$

Deslocamento no meio do vão devido à combinação quase-permanente na viga mista, considerando o efeito de fluência do concreto.

$$\delta g_2 + q_2 = \frac{5}{384} \frac{(g_2 + \psi_2 q_2) \ell^4}{EI_a} = \frac{5}{384} \frac{(0,05 + 0,4 \times 0,84) \times 900^4}{20.000 \times 49.487} = 0,72 \text{ cm}$$

Deslocamento total (combinação quase-permanente de serviço)

$$\delta = 1,52 + 0,72 \cong 2,24 \text{ cm} < \frac{\ell}{350} = 2,57 \text{ cm}$$

Um pino de edificação composto dessas vigas mistas deve ainda ser verificado quanto à vibração excessiva devido a ações humanas (Wyatt, 1989).

10.5.2 Admitir que a viga mista do Problema 10.5.1 tenha ligação parcial, com grau de conexão igual a 80%, ou seja, adotam-se 24 conectores entre o meio do vão e a seção do apoio. Calcular o momento resistente de projeto e a flecha para combinação quase-permanente de ações.

Solução

a) Verificação do limite do grau de conexão η

$$\eta_{\text{lim}} = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) \geq 0,40$$

$$\eta_{\text{lim}} = 1 - \frac{200.000}{578 \times 250} (0,75 - 0,03 \times 9) = 0,34$$

$$\eta = 0,80 > \eta_{\text{lim}} = 0,40$$

b) Momento resistente de projeto com ligação parcial

Resultante de compressão no concreto

$$F_{cd} = 0,80 \times \text{mínimo}(R_{cd}, R_{td}) = 0,8 \times 1513 = 1211 \text{ kN}$$

Profundidade x da linha neutra no concreto

$$x = \frac{1211 \times 1,4}{0,85 \times 2,0 \times 225} = 4,43 \text{ cm}$$

Resultante de compressão no aço

$$C_{ad} = \frac{1}{2} (1513 - 1211) = 151 \text{ kN} < \frac{f_y b_f t_f}{\gamma_{a1}} = \frac{25 \times 15,2 \times 1,08}{1,10} = 373 \text{ kN}$$

$$y = \frac{151 \times 1,10}{15,2 \times 25} = 0,44 \text{ cm}$$

$$y_r = 45 - \frac{66,6 \times 45/2 - 15,2 \times 0,44^2/2}{(66,6 - 15,2 \times 0,44)} = 20,0 \text{ cm}$$

Momento resistente

$$\begin{aligned} M_{d\text{res}} &= 1211 (45 + 10 - 2,2 - 20,0) + 151 \times (45 - 20,0 - 0,22) = \\ &= 43.416 \text{ kNcm} = 434 \text{ kNm} > M_d = 306 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Cálculo da flecha

Momento de inércia efetivo

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\eta} (I - I_a)$$

$$I_{ef} = 21.370 + \sqrt{0,80} (49.487 - 21.370) = 46.518 \text{ cm}^4$$

Deslocamento na viga mista para combinação quase-permanente de ações

$$\gamma_{g_2+q_2} = \frac{5}{384} \frac{(0,05 + 0,4 \times 0,084) \times 900^4}{20.000 \times 46.518} = 0,77 \text{ cm}$$

Análise Estrutural em Regime Plástico

11.1 | MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

Tradicionalmente o cálculo de solicitações em estruturas é efetuado através de análise linear, isto é, admitindo-se a proporcionalidade entre as ações e seus efeitos. Entretanto, alguns sistemas estruturais em aço (ou mistos aço-concreto) apresentam comportamento não linear, como ilustrado na Fig. 11.1, para um pórtico (ligações rígidas entre viga e pilares) sob ação de cargas crescentes. Em geral, a não linearidade é classificada, segundo sua origem, em duas categorias:

- Não linearidade física, decorrente da não proporcionalidade das relações tensão \times deformação [o material não segue a lei de Hooke, Eq. (1.3)];
- Não linearidade geométrica, devido à influência da configuração deformada nas equações de equilíbrio e/ou da não linearidade das relações deformação \times deslocamento.

De acordo com a forma como esses efeitos são, ou não, considerados, os métodos de análise (ver Fig. 11.1) em geral se classificam como:

- Análise linear elástica.* O material segue a lei de Hooke, e o equilíbrio é expresso segundo a geometria indeformada da estrutura; é também denominada análise elástica de 1.^a ordem.
- Análise elástica de 2.^a ordem.* O material tem comportamento linear elástico, mas as equações de equilíbrio são escritas na configuração deformada da estrutura. A Fig. 7.7 ilustra os efeitos de segunda ordem em uma coluna decorrentes da presença de deslocamentos laterais Δ de extremidade e δ ao longo do eixo, denominados respectivamente efeitos $P\Delta$ e $P\delta$.

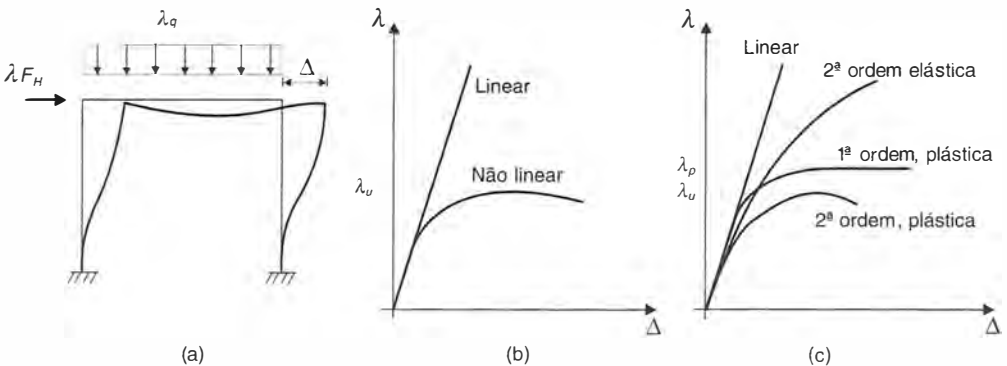


Fig. 11.1 Análise estrutural de pórticos: (a) deformada de um pórtico sob a ação de carregamentos vertical e horizontal; (b) gráficos do deslocamento lateral Δ do pórtico em função do crescimento do parâmetro de carga λ ; (c) respostas obtidas por diferentes métodos de análise.

- c) *Análise inelástica de 1.ª ordem.* Considera-se a não linearidade física sendo o equilíbrio efetuado para a configuração indeformada da estrutura. Para o diagrama tensão \times deformação representado como rígido-plástico ou elasto-plástico (ver Fig. 10.5b), denomina-se análise plástica.
- d) *Análise inelástica de 2.ª ordem.* Consideram-se as não linearidades física e geométrica simultaneamente, resultando no tipo de análise mais representativo do comportamento e da resistência de estruturas tipo pórtico.

11.2 | CONCEITO DE RÓTULA PLÁSTICA

A Fig. 11.2 apresenta um diagrama momento \times rotação de uma seção de um perfil I sujeito a cargas crescentes. Ultrapassando-se o momento fletor (M_y), correspondente ao início de escoamento da seção (ponto *b*), o aumento de cargas produz plastificação das fibras internas, chegando-se ao maior momento que a seção pode suportar (M_p), que corresponde ao escoamento de toda a seção (ponto *d*).

O diagrama da Fig. 11.2 revela que a rotação da seção (ϕ) apresenta grandes incrementos, à medida que a seção se plastifica. Atingindo o momento resistente plástico (M_p), a seção continua a se deformar, sem induzir aumento do momento resistente. A condição de *rotação crescente*, com um momento *resistente constante*, é denominada *rótula plástica*.

A formação de rótulas plásticas depende da ductilidade do material e da resistência à flambagem.

Os aços com limite de escoamento até 400 MPa costumam apresentar um patamar de escoamento com extensão suficiente para formação da rótula plástica. As teorias plásticas podem ser utilizadas para os aços ASTM A36, A242, A440, A572, A588 e outros.

Para formação da rótula plástica, a resistência à flambagem do elemento deve ser garantida por meio de contenção lateral do mesmo (travamento). A resistência à flambagem local é impedida por condições geométricas da seção.

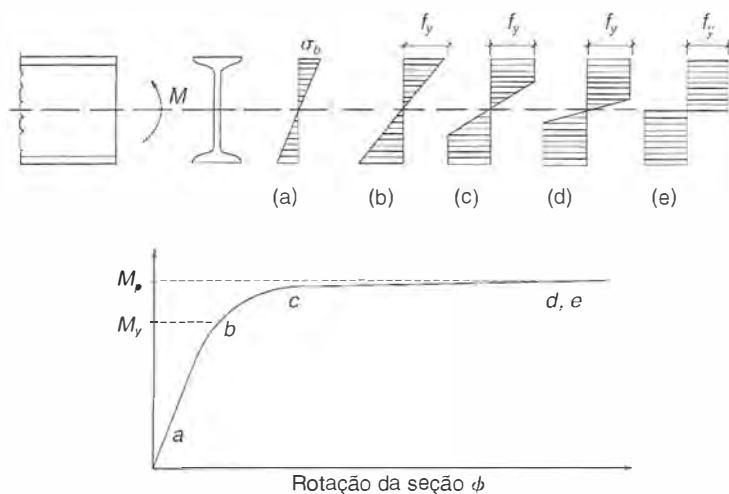


Fig. 11.2 Diagrama momento \times rotação da seção de um perfil I: (a) seção em regime elástico; (b) seção em início de plastificação, com tensão de bordo igual à tensão de escoamento (f_y); (c) seção parcialmente plastificada; (d) seção totalmente plastificada; (e) simplificação do diagrama *d*, sem o trecho de transição de tração para compressão.

11.3 | ANÁLISE ESTÁTICA EM REGIME PLÁSTICO

11.3.1 Introdução

Na teoria plástica de dimensionamento (Item 1.10.4), a carga atuante, em serviço, é comparada com a carga que produz o colapso da estrutura, definindo-se um coeficiente de segurança como a relação entre o segundo e o primeiro carregamentos:

$$\gamma = \frac{Q_u}{Q_{serv}} \quad (11.1)$$

onde

$$\begin{aligned} Q_u &= \text{carga que produz o colapso da estrutura} \\ Q_{serv} &= \text{carregamento atuante, em serviço.} \end{aligned}$$

No método dos estados limites com análise em regime plástico, determina-se a carga Q_{ud} de colapso da estrutura, onde

$$Q_{ud} = \sum \gamma_g G + \gamma_{q1} Q_1 + \sum \gamma_{qi} \psi_i Q_i \quad (11.1a)$$

e a condição limite de resistência está associada ao momento de plastificação M_p reduzido pelo fator γ_{at} de minoração da resistência:

$$M_{atres} = M_p / \gamma_{at} \quad (11.2)$$

11.3.2 Carregamento de Ruptura em Estruturas Isostáticas

Em estruturas isostáticas, sujeitas a carregamentos crescentes, quando se atinge, em uma seção, o momento M_p , forma-se ali uma rótula plástica que transforma a estrutura dada em um mecanismo, o que equivale ao colapso da mesma.

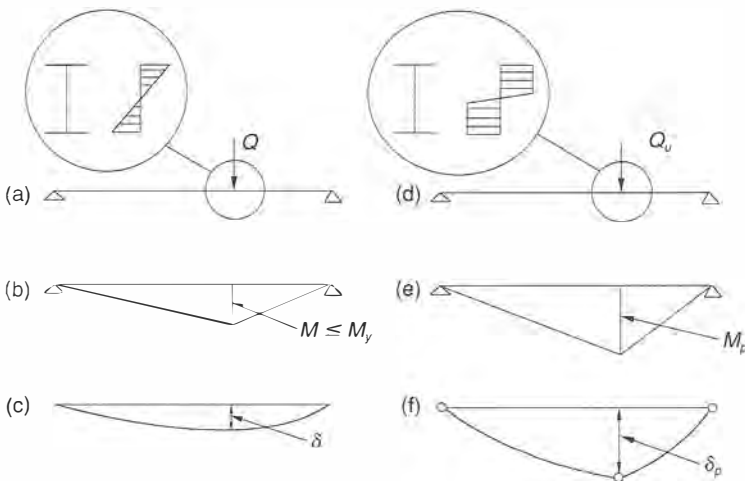


Fig. 11.3 Estrutura isostática, representada por viga biapoiada, sujeita a carregamento crescente: (a) viga sujeita a uma carga concentrada, em serviço; (b) diagrama de momentos fletores em serviço; o momento máximo M é inferior ao momento M_y , correspondente ao início de plastificação da seção; (c) diagrama de flechas da viga a ; (d) viga sujeita a uma concentrada (Q_u) na mesma posição da carga Q (figura a), produzindo colapso; (e) diagrama de momentos fletores da viga d ; o momento máximo é igual a M_p ; (f) diagrama de flechas da viga d , mostrando o deslocamento da cadeia cinemática.

Na Fig. 11.3a, vê-se uma viga simples, com uma carga concentrada Q . Se o momento máximo for inferior a M_v (Fig. 11.3b), a estrutura trabalha em regime elástico, apresentando o diagrama de flechas (linha elástica) da Fig. 11.3c.

Aumentando-se o valor da carga Q , atinge-se a carga de ruptura (Q_u) da viga (Fig. 11.3d), que produz o momento M_p na seção mais solicitada (Fig. 11.3e). Uma vez formada a rótula plástica, na seção mais solicitada, as rotações crescem sem aumento de solicitação, produzindo o diagrama de flechas da Fig. 11.3f. As flechas são provocadas pelas deformações elásticas ao longo da viga e pela rotação na rótula plástica; a segunda parcela é, entretanto, muito maior que a primeira, podendo a deformação da viga assimilar-se a um mecanismo de três rótulas.

O diagrama de momento na ruptura (Fig. 11.3e) é *proporcional* ao diagrama sob cargas de serviço (Fig. 11.3b).

11.3.3 Carregamento de Ruptura em Estruturas Hiperestáticas

Em estruturas hiperestáticas, sujeitas a carregamentos crescentes, quando se atinge, em uma seção, o momento M_p , formando-se ali uma rótula plástica, a estrutura não entra em colapso, porém perde um grau de hiperestaticidade. Com o aumento das cargas, o diagrama de momento se modifica, pois o momento na rótula plástica (M_p) não aumenta mais, transferindo solicitações para outras seções. O colapso de uma estrutura n vezes hiperestática se verifica quando se formam $n + 1$ rótulas plásticas, transformando a estrutura em um mecanismo.

Na Fig. 11.4, mostra-se um pórtico birrotulado, sujeito a uma carga concentrada de valor crescente. Para tensões normais em regime elástico (Fig. 11.4b), as solicitações são calculadas por qualquer processo da hiperestática clássica, e a linha elástica é uma curva contínua e sem ponto anguloso. Atingindo-se o carregamento Q_{pt1} , que produz a primeira rótula plástica, a es-

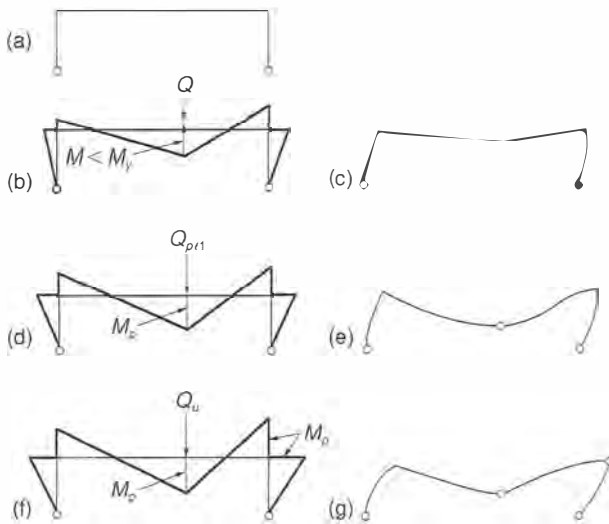


Fig. 11.4 Estrutura hiperestática, representada por um pórtico birrotulado, sujeita a carregamento crescente: (a) pórtico sem carga; (b) pórtico com carga Q , em regime elástico ($M < M_p$); (c) linha elástica, para a carga da figura b; (d) pórtico sujeito à carga (Q_{pt1}) que produz a primeira rótula plástica; a estrutura se transforma em pórtico triarticulado; (e) linha deformada, para a carga da figura d; (f) pórtico sujeito à carga (Q_u) que produz a segunda rótula plástica; a estrutura transforma-se em um mecanismo; (g) deslocamento da cadeia cinemática, para a carga da figura f.

estrutura transforma-se em pórtico triarticulado, cuja linha deformada (Fig. 11.4e) apresenta ponto anguloso na seção da rótula plástica. O pórtico triarticulado é uma estrutura estável, de modo que a carga atuante pode ser aumentada ($Q > Q_{p(1)}$). Atingindo-se a carga (Q_u) que provoca a segunda rótula plástica (Fig. 11.4f), a estrutura transforma-se num mecanismo, cujo deslocamento se observa na Fig. 11.4g.

Observa-se que o diagrama de momentos, na ruptura (Fig. 11.4f), não é semelhante ao diagrama em serviço (Fig. 11.4b). As rótulas plásticas produzem alterações na configuração do diagrama de momentos elásticos, mobilizando reservas da estrutura. Como resultado desta mobilização, as solicitações calculadas em regime plástico conduzem a um dimensionamento mais econômico da estrutura.

11.3.4 Teoremas sobre o Cálculo da Carga de Ruptura em Estruturas Hiperestáticas

Quando os materiais trabalham em regime elástico (Fig. 11.4b), o cálculo das solicitações internas é unívoco, conduzindo a um único diagrama de momentos, para cada carga.

A determinação da carga de ruptura, em regime plástico (Fig. 11.4f), é também unívoca, porém depende das seções onde se formam as rótulas plásticas, o que obriga, em geral, a um processo de cálculo por tentativas.

A configuração de ruptura da estrutura deve atender às seguintes condições:

- As cargas aplicadas devem estar em equilíbrio com as solicitações internas.
- Deve haver rótulas plásticas em número suficiente para transformar a estrutura em uma cadeia cinemática.
- O momento em qualquer seção não pode exceder o momento resistente plástico (M_p).

O trabalho de cálculo da carga de ruptura pode ser grandemente facilitado, empregando-se dois importantes teoremas da hiperestática plástica:

Teorema do limite superior

A carga de ruptura, calculada supondo a transformação da estrutura em uma certa cadeia cinemática, será maior ou igual à carga de ruptura verdadeira.

Teorema do limite inferior

A carga de ruptura, calculada supondo uma distribuição de momentos ($M < M_p$), em equilíbrio com a carga, é menor ou igual à carga de ruptura verdadeira.

Esses dois teoremas fornecem limites superiores e inferiores para o valor real da carga de ruptura.

O *método dos mecanismos*, baseado no primeiro teorema, utiliza a seguinte seqüência de cálculo:

- Escolhem-se as seções de provável formação de rótulas plásticas (geralmente nós ou pontos de momento máximo).
- Estudam-se as cadeias cinemáticas obtidas com essas rótulas, pesquisando a que conduz ao menor valor da carga de ruptura.
- A menor carga determinada na alínea (b) é maior ou igual à carga de ruptura real da estrutura.

O *método estático*, baseado no segundo teorema, adota a seguinte seqüência:

- Escolhe-se um conjunto de momentos hiperestáticos nos nós.
- Determinam-se os momentos totais (hiperestáticos + isostáticos).

- c) Igualam-se momentos máximos aos momentos resistentes plásticos (M_p), em um número de seções (rótulas plásticas) suficiente para formar uma cadeia cinemática.
- d) Determina-se a carga com outros conjuntos de momentos da alínea (c).
- e) Repetem-se os cálculos com outros conjuntos de momentos hiperestáticos, chegando-se a outros valores da carga de ruptura.
- f) O maior valor da carga de ruptura, determinado na alínea (e), é menor ou igual à carga de ruptura real da estrutura.

Exemplo 11.3.1

Determinar os diagramas de momentos fletores nos regimes elástico e plástico de uma viga contínua de três tramos, sujeita a uma carga uniformemente distribuída (q). Comparar os momentos resistentes elástico e plástico da estrutura, admitindo que a viga tenha seção compacta, com a relação $M_p/M_y = 1,15$.

Solução

- a) Diagrama na fase elástica

O diagrama de momentos, calculado na fase elástica, encontra-se na Fig. Ex. 11.3.1b. Os maiores momentos estão nas seções sobre os apoios intermediários (1 e 2), valendo:

$$M_1 = M_2 = 0,100 q\ell^2$$

- b) Diagrama limite na fase plástica

O diagrama limite na fase plástica corresponde à formação de rótulas plásticas nos pontos 1, 2, a , b , o que transforma a estrutura num mecanismo. O momento positivo no vão central é inferior ao dos vãos laterais, de modo que as rótulas se formam nesses últimos.

- c) Cálculo do diagrama plástico pelo método estático

Consideremos o primeiro tramo à esquerda da Fig. Ex. 11.3.1c, com apoio simples em 0 e rótula plástica em 1.

A uma distância x do apoio, o momento positivo é dado pela expressão:

$$M_x = \frac{q\ell}{2} x - q \frac{x^2}{2} - \frac{M_p}{\ell} x$$

Para achar o ponto de momento máximo, fazemos $\frac{dM}{dx} = 0$, obtendo:

$$x_a = \frac{\ell}{2} - \frac{M_p}{q\ell}$$

$$M_{x \text{ máx}} = M_a = \frac{q\ell}{2} \left(\frac{\ell}{2} - \frac{M_p}{q\ell} \right) - q \left(\frac{\ell}{2} - \frac{M_p}{q\ell} \right)^2 - \frac{M_p}{\ell} \left(\frac{\ell}{2} - \frac{M_p}{q\ell} \right)$$

Quando se forma a rótula plástica no ponto a , temos $M_a = M_p$. Resulta:

$$M_p = \frac{q\ell^2}{8} + \frac{M_p^2}{2q\ell} - \frac{M_p}{2} \therefore M_p^2 - 3M_p q\ell^2 + \frac{1}{4} (q\ell^2)^2 = 0$$

Resolvendo a equação, obtemos:

$$M_p = 0,0858 q\ell^2$$

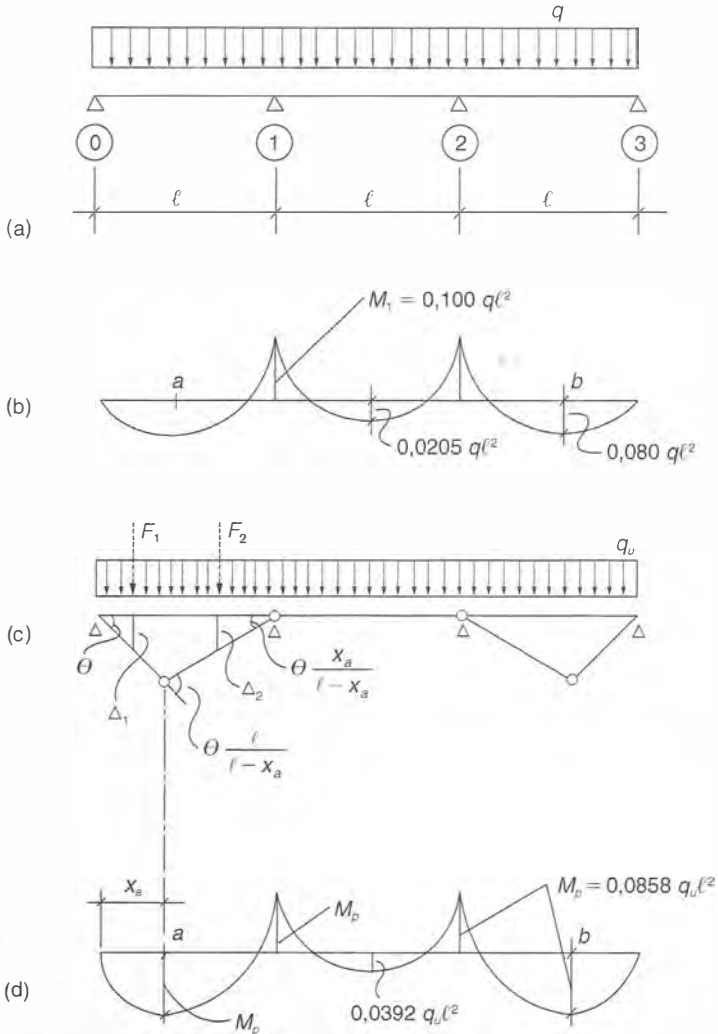


Fig. Ex. 11.3.1 Cálculo das solicitações de uma viga contínua sujeita a uma carga uniformemente distribuída: (a) esquema da viga; (b) diagrama de momentos fletores, para carregamento em fase elástica; (c) mecanismo correspondente ao estado limite plástico (método cinemático); (d) diagrama de momentos fletores para carregamento em fase plástica.

Substituindo o valor acima na expressão de x , obtemos:

$$x_u = 0,414 \ell$$

d) Cálculo do diagrama plástico pelo método cinemático

O mecanismo previsto está esquematizado na Fig. Ex. 11.3.1c.

O trabalho externo em um vão lateral é o produto das resultantes parciais (F_1, F_2) da carga distribuída (g), pelos deslocamentos respectivos (Δ_1, Δ_2).

$$\text{Trabalho externo} = F_1 \Delta_1 + F_2 \Delta_2 = qx \frac{x}{2} \theta + q(\ell - x) \frac{\theta x}{(\ell - x)} \frac{(\ell - x)}{2} = q\ell\theta \frac{x}{2}$$

O trabalho interno pode ser tomado igual ao produto dos momentos nas rótulas plásticas (M_p) pelas rotações das mesmas rótulas.

O trabalho interno nas partes não plastificadas (trabalho elástico) pode ser desprezado em comparação com o trabalho plástico.

$$\text{Trabalho interno} = M_p \theta \frac{\ell}{\ell - x} + M_p \theta \frac{x}{\ell - x} = M_p \theta \frac{\ell + x}{\ell - x}$$

Igualando as expressões dos trabalhos interno e externo, obtemos:

$$q\ell\theta \frac{x}{2} = M_p \theta \frac{\ell + x}{\ell - x}$$

$$M_p = q\ell \frac{x}{2} \frac{\ell - x}{\ell + x}$$

Para achar o ponto x_a , fazemos $\frac{dM_p}{dx} = 0$, chegando ao valor:

$$x_a = 0,414 \ell$$

Substituindo o valor de $x = x_a$ na equação de M_p , encontramos:

$$M_p = 0,0858 q\ell^2$$

valor igual ao obtido pelo método estático.

e) Comparação dos momentos resistentes limites

O momento resistente limite correspondente ao início da plastificação da seção mais solicitada é obtido fazendo-se $M_1 = M_y$ no diagrama da Fig. Ex. 11.3.1b, ou seja:

$$M_y = W f_y = 0,100 q\ell^2 \quad \therefore W_{\text{nec}} = \frac{0,10 q\ell^2}{f_y}$$

O momento resistente limite correspondente à plastificação geral das seções com rótulas plásticas (Fig. Ex. 11.3.1c) é obtido fazendo-se:

$$M_p = 0,0858 q\ell^2 = 1,15 M_y = 1,15 W f_y \quad \therefore W_{\text{nec}} = \frac{0,0858 q\ell^2}{1,15 f_y}$$

Comparando os diagramas das figuras b e c, observamos que a plastificação redistribui os momentos. Os coeficientes para cálculo dos momentos nos apoios intermediários são reduzidos de 0,100 (figura b) para 0,0858 (figura c), redução de 16%. Os coeficientes para cálculo dos momentos positivos nos vãos laterais são aumentados de 0,080 para 0,0858, acréscimo de 6%.

O módulo resistente necessário (W_{nec}), calculado pelos métodos plásticos, apresenta uma redução de 16% devida à redistribuição dos momentos e uma redução adicional de 15% devida à plastificação total da seção.

11.3.5 Limitações sobre a Redistribuição de Momentos Elásticos

O cálculo da carga de ruptura de uma estrutura hiperestática, por um dos métodos indicados no Item 11.3.4, importa uma redistribuição dos momentos calculados com o material em regime elástico.

Nas estruturas com flutuações de cargas pouco frequentes, como edifícios, galpões etc., o cálculo da carga de ruptura em regime plástico pode ser usado sem restrições, uma vez que a incidência de cargas excepcionais, em serviço, tem diminuta probabilidade de ocorrer.

Nas obras com cargas variáveis importantes, como pontes rolantes, pontes viárias etc., a redistribuição dos momentos elásticos é limitada, com a finalidade de impedir deformações plásticas sob cargas excepcionais de serviço. De fato, se houvesse uma deformação plástica, com a reincidência da mesma carga, produzir-se-ia um dano cumulativo, resultando deformações permanentes capazes de inutilizar a estrutura.

Segundo a norma AISC, os momentos negativos sobre os apoios de vigas de seções compactas (vigas que atingem a plastificação total da seção) de aço, determinados por processos elásticos, podem ser reduzidos em até 10%, aumentando-se os momentos positivos máximos nos tramos, de forma a manter o equilíbrio da viga (ver Item 6.2.5). Os momentos negativos de vigas em balanço não são redistribuídos.

11.3.6 Condições para Utilização de Análise Estática de Vigas em Regime Plástico

Segundo a norma brasileira NBR 8800, os esforços solicitantes, em toda ou em parte de uma estrutura hiperestática, podem ser determinados por análise plástica, desde que sejam satisfeitas as condições a seguir enumeradas:

- O aço utilizado deve ter $f_u > 1,25 f_y$ e possuir características no diagrama de tensão \times deformação que permitam redistribuição de momentos.
- As seções transversais devem ser simétricas em relação ao plano da alma, não devem sofrer flambagem local (seção compacta).
- As barras devem ser contraventadas lateralmente, de modo a evitar flambagem lateral com torção ou com distorção.
- Nas ligações em pontos de formação de rótulas plásticas, deve haver suficiente capacidade de rotação de modo a permitir a conseqüente redistribuição de momentos fletores.

De acordo com a NBR 8800 para perfis I e H, com a área da mesa comprimida igual ou maior que a da mesa tracionada, a condição (c) pode ser considerada atendida, se o comprimento destravado da mesa superior ℓ_b adjacente a pontos de formação de rótulas plásticas não ultrapassar ℓ_{pd} dado por

$$\ell_{pd} = \left(0,12 + 0,076 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{E}{f_y} \ell_y$$

onde M_1/M_2 = relação entre o menor e o maior momento fletor de cálculo nas extremidades do segmento de comprimento ℓ_b ; positivo quando a curvatura é reversa, e negativo para curvatura simples.

A condição (d) em vigas contínuas fica atendida se a resistência das ligações nos pontos de formação de rótulas plásticas for 20% superior à resistência da viga.

11.4 | PROBLEMA RESOLVIDO

11.4.1 Selecionar um perfil CVS em aço A36 para a viga contínua do Exemplo 11.3.1 de acordo com a NBR 8800. A viga tem $\ell = 10$ m e está sujeita às cargas uniformemente distribuídas:

Permanente $g = 28$ kN/m

Variável $p = 20$ kN/m

A viga tem contenção lateral nos apoios e nos terços dos vãos.

Solução

- a) Análise em regime plástico
Carga de projeto

$$q_d = 1,4 \times 28 + 1,5 \times 20 = 69,2 \text{ kN/m}$$

A determinação da carga q_{ud} foi efetuada no Exemplo 11.3.1 para a condição limite de resistência igual a M_p , obtendo-se:

$$M_p = 0,0858 q_{ud} \ell^2$$

Adotando-se como limite de resistência M_p/γ_{a1} com $\gamma_{a1} = 1,10$, tem-se

$$M_p = 1,10 \times 0,0858 q_{ud} \ell^2 = 1,10 \times 0,0858 \times 69,2 \times 10^2 = 653 \text{ kNm}$$

$$M_p = Z_{f_y} = 65.300 \text{ kNcm} \therefore Z_{nec} = 2612 \text{ cm}^3$$

Adotar inicialmente o perfil CVS 450 × 116 e verificar a condição do perfil quanto à ocorrência de flambagem local, além da verificação quanto à flambagem lateral.

- b) Classificação da seção quanto à flambagem local.

$$\text{Mesa } \frac{150}{16} = 9,4 < 11 \quad \text{seção compacta}$$

$$\text{Alma } \frac{418}{12,5} = 33 < 106 \quad \text{seção compacta}$$

A seção é compacta e, de acordo com a NBR 8800, pode ser utilizada em um dimensionamento com análise plástica.

- c) Verificação quanto à flambagem lateral

O perfil CVS 450 × 116 tem raio de giração $i_y = 6,97 \text{ cm}$

Nos segmentos adjacentes a uma rótula plástica (com exceção da última nos vãos laterais),

$$1,0 > \frac{M_1}{M_p} > -0,5$$

$$\ell_{pd} = \left(0,076 \frac{M_1}{M_2} + 0,12 \right) \frac{200.000}{250} 6,97 = 418 \text{ cm} > \ell_b = 333 \text{ cm}$$

$$\text{onde } \frac{M_1}{M_2} \approx - \frac{q_d \left(\frac{2}{3} \ell \right)^2}{M_p} = -0,59$$

O perfil CVS 450 × 116 satisfaz os critérios de dimensionamento.

Anexos

Tabelas A1 | PROPRIEDADES MECÂNICAS E FÍSICAS

Tabela A1.1 Constantes Físicas dos Aços (faixa normal de temperaturas atmosféricas)

Constante Física	Valor
Módulo de deformação longitudinal, E	200.000–210.000* MPa
Coefficiente de Poisson, ν	0,3
Coefficiente de dilatação térmica, β	12×10^{-6} por °C
Massa específica, ρ	7 850 kg/m ³

*Faixa de variação dos valores médios de E : valor adotado pela NBR8800 = 200.000MPa.

Tabela A1.2 Propriedades Mecânicas dos Ferros Fundido (*cast iron*) e Forjado (*wrought iron*)

Propriedade	Material			
	Ferro Fundido Cinzento A48 N.º 20	Ferro Fundido Maleável A47. Gr 32510	Ferro de Lingote Recozido 0,02% C	Ferro Forjado 0,10% C (<i>wrought iron</i>)
• Tensão de escoamento à compressão $f_{c,0.2}$ (MPa)	560	230	150	210
• Tensão de escoamento à tração $f_{v,0.2}$ (MPa)	—	230	170	210
• Tensão de ruptura à tração f_u (MPa)	140 (min)	350	290	350
• Módulo de elasticidade E (GPa)	77 (min)	170	210	190
• Módulo de cisalhamento G (GPa)	28	70	84	70
• Elongação (% em base 2")	1	10	45	30
• Dureza Brinell	130	120	70	100
• Resistência à fadiga (2 milhões de ciclos) — flexão reversível (MPa)	80	180	180	170

Tabela A1.3 Composição Química de Alguns Aços Fabricados no Brasil

Nomenclatura	Composição Química (%)							Limite de Escoamento (MPa)	Tensão de Ruptura (MPa)	Alongamento (% em 200 mm)
	C _{máx}	Si _{máx}	Mn _{máx}	P _{máx}	S _{máx}	Cu _{min}	Outros			
1 - ASTM A36	0,26	0,40		0,04	0,05			250	400 (min)	18
2 - ASTM A242 Gr. 1	0,15	—	1,00	0,15	0,05	0,20		345	485	18
ASTM A242 Gr. 2	0,20	—	1,35	0,04	0,05	0,20		345	485	18
3 - ASTM A572 Gr. 50	0,23	0,40	1,35	0,04	0,05	—	Nb 0,005-0,05	345	450	18
4 - USI - SAC - 300 (antigo 41)	0,20	0,50-1,50	1,50	0,060	0,020	0,05-0,40	Cr 0,60	300	400 a 550	5-12,7
5 - USI - SAC - 350 (antigo 50)	0,25	0,50-1,50	1,50	0,060	0,020	0,05-0,40	Cr 0,60	350	500 a 650	5-12,7

Notas: 1 - aço-carbono

3 - aço de baixa liga e alta resistência mecânica

4 - aço de baixa liga e média resistência mecânica, resistente à corrosão atmosférica

2, 5 - aços de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica

4, 5 - aços fabricados pela Usiminas para chapas grossas e tiras a quente (catálogo Usiminas)

Tabela A1.4 Propriedades Mecânicas dos Aços Estruturais Padrão ABNT (NBR 8800:2008) f_y = tensão de escoamento f_u = tensão de ruptura

Descrição	Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
1 - Aços para perfis laminados para uso estrutural NBR 7007	MR250	250	400-560
	AR350	350	450
	AR415	415	520
	AR350-COR	350	485
2 - Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural NBR 6648	CG-26	255	410
	CG-28	275	440
3 - Chapas finas de aço-carbono para uso estrutural (a frio/a quente) NBR 6649/ NBR 6650	CF-26	260/260	400/410
	CF-28	280/280	440/440
	CF-30	-/300	-/490
4 - Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5000	G-30	300	415
	G-35	345	450
	G-42	415	520
	G-45	450	550
5 - Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica NBR 5004	F-32/Q-32	310	410
	F-35/Q-35	340	450
	Q-40	380	480
	Q-45	450	550
6 - Chapas grossas de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais NBR 5008	CGR 400	250	380
	CGR 500 e CGR 500A	370	490
7 - Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais (a frio/a quente) NBR 5920/ NBR 5921	CFR 400	-/250	-/380
	CFR 500	310/370	450/490
8 - Perfil tubular de aço-carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular, para usos estruturais NBR 8261	B - seção circular	290	400
	B - seção retangular	317	400
	C - seção circular	317	427
	C - seção retangular	345	427

Tabela A1.5 Propriedades Mecânicas de Alguns Aços Estruturais Padrão ASTM (American Society for Testing Materials) (NBR8800:2008)

Classificação	Denominação	Produto	Grupo/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	
Aços-carbono	A-36	Perfis	1, 2 e 3	250	400 a 550	
		Chapas e Barras	$t < 200$ mm			
	A-500	Perfis	Grupo 4	Grau A	230	310
				Grau B	290	400
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A-572	Perfis	Grupos 1, 2 e 3	Grau 42	290	415
				Grau 50	345	450
		Chapas e Barras	Grau 42 ($t \leq 150$ mm)	290	415	
			Grau 50 ($t \leq 100$ mm)	345	450	
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A-242	Perfis	Grupo 1	345	485	
			Grupo 2	315	460	
		Chapas e Barras	$t < 19$ mm	345	480	
			$19 \text{ mm} < t < 37,5$ mm	315	460	
	$37,5 \text{ mm} < t < 100$ mm		290	435		
	A-588	Perfis	Grupos 1 e 2	345	485	
Chapas e Barras		$t \leq 100$ mm	345	480		

Notas: a) Grupamento de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:

Grupo 1: perfis com espessura de mesa igual ou inferior a 37,5 mm;

Grupo 2: perfis com espessura de mesa superior a 37,5 e inferior ou igual a 50 mm;

Grupo 3: perfis com espessura de mesa superior a 50 mm;

Grupo 4: perfis tubulares.

b) Para efeito das propriedades mecânicas de barras, a espessura t corresponde à menor dimensão da seção transversal da barra.

Tabelas A3 | CHAPAS DE AÇO
Tabela A3.1 Chapas — Peso por m² — Bitola em mm

Laminadas a Frio		Laminadas a Quente	
Espessura (mm)	Massa (kg/m ²)	Espessura (mm)	Massa (kg/m ²)
0,45	3,53	1,20	9,42
0,60	4,71	1,50	11,78
0,75	5,89	1,90	14,92
0,85	6,67	2,25	17,66
0,90	7,06	2,65	20,80
1,06	8,32	3,00	23,55
1,20	9,42	3,35	26,30
1,50	11,78	3,75	29,44
1,90	14,92	4,25	33,36
		4,50	35,32
		4,75	37,29

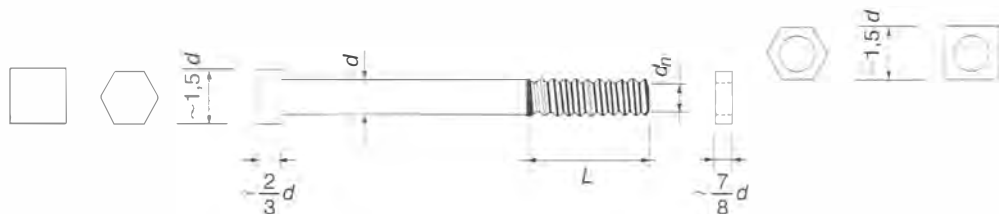
Tabela A3.2 Chapas Grossas — Bitolas em Polegadas

Espessura		Massa kg/m ²
mm	pol	
6,35	1/4	49,80 ≅ 50
7,94	5/16	62,25
9,53	3/8	74,76 ≅ 75
12,70	1/2	99,59 ≅ 100
15,88	5/8	124,49 ≅ 125
19,05	3/4	149,39 ≅ 150
22,23	7/8	174,29 ≅ 175
25,40	1	199,19 ≅ 200
31,75	1 1/4	248,98 ≅ 250
38,10	1 1/2	298,78 ≅ 300
44,45	1 3/4	348,58
50,80	2	398,37 ≅ 400
63,50	2 1/2	494,55
76,20	3	588,75
101,60	4	785,00

Tabelas A4 | BARRAS CHATAS LAMINADAS

Dimensões		Massa kg/m	Dimensões		Massa kg/m
mm	pol		mm	pol	
19,1 × 3,2	3/4 × 1/8	0,47	63,5 × 6,4	2 1/2 × 1/4	3,17
19,1 × 4,8	3/4 × 3/16	0,71	63,5 × 7,9	2 1/2 × 5/16	3,96
19,1 × 6,4	3/4 × 1/4	0,95	63,5 × 9,5	2 1/2 × 3/8	4,75
			63,5 × 12,7	2 1/2 × 1/2	6,33
22,2 × 3,2	7/8 × 1/8	0,55	63,5 × 15,9	2 1/2 × 5/8	7,91
22,2 × 4,8	7/8 × 3/16	0,83			
22,2 × 6,4	7/8 × 1/4	1,11	76,2 × 6,4	3 × 1/4	3,80
			76,2 × 7,9	3 × 5/16	4,75
25,4 × 3,2	1 × 1/8	0,63	76,2 × 9,5	3 × 3/8	5,70
25,4 × 4,8	1 × 3/16	0,95	76,2 × 12,7	3 × 1/2	7,60
25,4 × 6,4	1 × 1/4	1,27	76,2 × 15,9	3 × 5/8	9,50
			76,2 × 19,1	3 × 3/4	11,40
31,8 × 3,2	1 1/4 × 1/8	0,79	76,2 × 25,4	3 × 1	15,19
31,8 × 4,8	1 1/4 × 3/16	1,19			
31,8 × 6,4	1 1/4 × 1/4	1,58	88,9 × 9,5	3 1/2 × 3/8	6,65
31,8 × 7,9	1 1/4 × 5/16	1,98	88,9 × 11,1	3 1/2 × 7/16	7,76
31,8 × 9,5	1 1/4 × 3/8	2,37	88,9 × 12,7	3 1/2 × 1/2	8,86
			88,9 × 15,9	3 1/2 × 5/8	11,08
38,1 × 4,8	1 1/2 × 3/16	1,42			
38,1 × 6,4	1 1/2 × 1/4	1,90	101,6 × 6,4	4 × 1/4	5,06
38,1 × 7,9	1 1/2 × 5/16	2,37	101,6 × 7,9	4 × 5/16	6,33
38,1 × 9,5	1 1/2 × 3/8	2,85	101,6 × 9,5	4 × 3/8	7,60
38,1 × 12,7	1 1/2 × 1/2	3,80	101,6 × 12,7	4 × 1/2	10,13
38,1 × 15,9	1 1/2 × 5/8	4,75	101,6 × 15,9	4 × 5/8	12,66
			101,6 × 19,1	4 × 3/4	15,19
50,8 × 4,8	2 × 3/16	1,90	101,6 × 25,4	4 × 1	20,26
50,8 × 6,4	2 × 1/4	2,53			
50,8 × 7,9	2 × 5/16	3,17			
50,8 × 9,5	2 × 3/8	3,80			
50,8 × 12,7	2 × 1/2	5,06			
50,8 × 15,9	2 × 5/8	6,33			
57,2 × 6,4	2 1/4 × 1/4	2,85			
57,2 × 7,9	2 1/4 × 5/16	3,56			

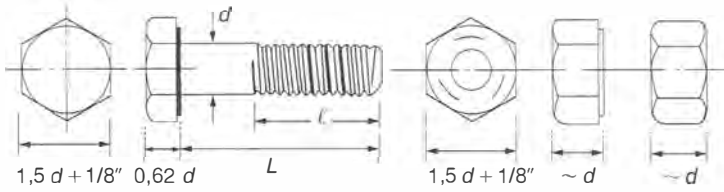
Tabelas A5 | PARAFUSOS E PINOS CONECTORES

Tabela A5.1 Parafusos Comuns Padrão Americano — Aço ASTM A307 ($f_u = 415 \text{ MPa}$)

d (pol)	d (cm)	d_n (cm)	Área Bruta (cm ²)	Área do Núcleo (cm ²)	Área Efetiva da Rosca (cm ²)	Esforço Resistente a Corte ¹ (kN)	Esforço Resistente à Tração ² (kN)	L (mm)
1/4	0,64	0,47	0,32	0,17		3,89	7,30	19,0
3/8	0,95	0,75	0,71	0,44		8,76	16,43	25,4
1/2	1,27	1,02	1,27	0,81	0,92	15,58	29,21	31,7
5/8	1,59	1,29	1,98	1,30	1,46	24,34	45,63	38,1
3/4	1,91	1,58	2,85	1,95	2,15	35,05	65,71	44,4
7/8	2,22	1,86	3,88	2,72	2,98	47,70	89,44	50,8
1	2,54	2,13	5,07	3,56	3,91	62,31	116,8	57,1
1 1/8	2,86	2,39	6,41	4,47	4,92	78,86	147,9	63,5
1 1/4	3,18	2,71	7,92	5,74	6,25	97,35	182,5	69,8
1 3/8	3,49	2,95	9,58	6,77	7,45	117,8	220,9	76,2
1 1/2	3,81	3,27	11,40	8,32	9,07	140,2	262,9	82,5
1 3/4	4,45	3,80	15,52	11,23	12,26	190,8	357,8	95,2
2	5,08	4,36	20,27	14,04	16,13	249,2	467,3	107,9
2 1/4	5,72	5,00	25,65	19,49		315,4	591,4	120,6
2 1/2	6,35	5,54	31,67	24,00		389,4	730,2	133,3
2 3/4	6,99	6,19	38,32	29,81		471,2	883,5	146,0
3	7,62	6,83	45,60	36,26		560,8	1051,4	152,4

¹ $R_{nt}/\gamma_{a2} = 0,40 A_g f_u / 1,35$ para um plano de corte² $R_{nt}/\gamma_{a2} = (0,75 A_g)(f_u) / 1,35$

Tabela A5.2 Parafusos de Alta Resistência – Padrão Americano — Aço ASTM A325

Aço A325 ($f_u = 72.5$ a $82,5$ kN/cm²)

d (pol)	d (mm)	Área Bruta (cm ²)	L (pol)	P_{\min}^3 (kN)	Resistência à Tração ¹ (kN)	Resistência a Corte ² (kN)
1/2		1,27	1	53	58,1	31,0
5/8		1,98	1 1/4	85	90,7	48,4
	16	2,01		91	92,2	49,1
3/4		2,85	1 3/8	125	130,6	69,7
	20	3,14		142	144,0	76,8
	22	3,80		176	174,2	92,9
7/8		3,88	1 1/2	173	177,8	94,8
	24	4,52		205	207,3	110,6
1		5,07	1 3/4	227	232,2	123,9
	27	5,73		267	230,6	123,0
1 1/8		6,41	2	250	258,3	137,8
	30	7,07		326	284,7	151,8
1 1/4		7,92	2	317	318,9	170,1
	36	10,18		475	410,0	218,7
1 1/2		11,40	2 1/4	460	459,2	244,9

¹ $R_n/\gamma_{u2} = (0,75 A_g)(f_u)/1,35$ ² $R_n/\gamma_{u2} = 0,40 A_g f_u/1,35$ para um plano de corte e rosca no plano de corte³ P_{\min} = esforço mínimo de protensão do parafuso.

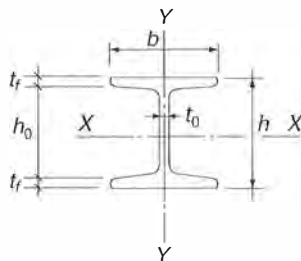
Tabela A5.3 Parafusos de Alta Resistência – Padrão Americano — Aço ASTM A-490Aço A490 ($f_{it} = 103,5 \text{ kN/cm}^2$)

d (pol)	d (mm)	Área Bruta (cm^2)	L (pol)	P_{\min}^3 (kN)	Resistência à Tração ¹ (kN)	Resistência à Corte ² (kN)
1/2		1,27	1	66	72,8	38,8
5/8		1,98	1 1/4	106	113,8	60,7
3/4	16	2,01	1 3/8	114	115,6	61,7
	20	2,85		156	163,9	87,4
	22	3,14		179	180,6	96,3
7/8	24	3,80	1 1/2	221	218,6	116,6
	27	3,88		216	223,1	119,0
1	24	4,52	1 3/4	257	260,1	138,7
	27	5,07		283	291,4	155,4
1 1/8	30	5,73	2	334	329,2	175,6
	36	6,41		357	368,7	196,7
1 1/4	30	7,07	2	408	406,4	216,8
	36	7,92		453	455,2	242,8
1 1/2	36	10,18	2 1/4	595	585,3	312,1
		11,40		659	655,6	349,6

¹ $R_{nt}/\gamma_{a2} = (0,75 A_s)(f_u)/1,35$ ² $R_{nc}/\gamma_{a2} = 0,40 A_s f_u / 1,35$ para um plano de corte e rosca no plano de corte³ P_{\min} = esforço mínimo de protensão do parafuso.**Tabela A5.4** Resistência de Conectores do Tipo Pino com Cabeça em Laje Maciça, conforme AWS D1.1 (NBR 8800:2008)

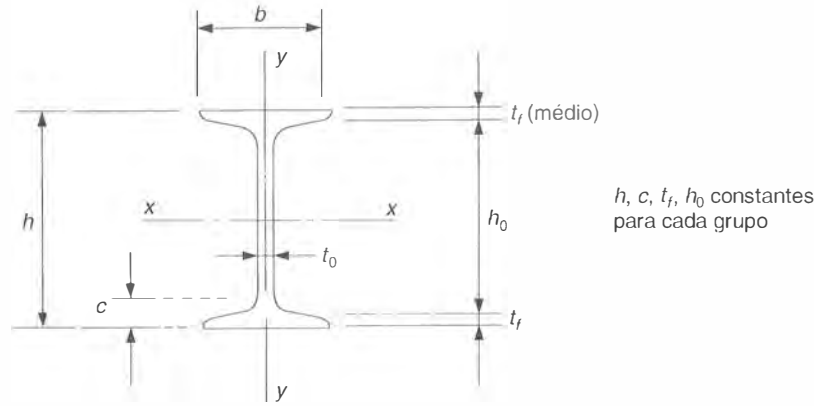
Dimensões do Conector Soldado		Resistência Nominal q_n para Várias Resistências do Concreto (kN)			
Diâmetro (mm)	Comprimento mínimo (mm)	20 MPa	22 MPa	24 MPa	27 MPa
12,7	51,0	41,3	44,4	47,4	51,8
15,9	63,5	64,8	69,6	74,3	81,3
19,0	76,0	92,5	99,3	106,0	115,8
22,2	89,0	126	135	145	158

Nota: Esta tabela é aplicável a lajes maciças de concreto de massa específica normal, desde que o comprimento do conector soldado seja igual ou superior a 4 vezes o seu diâmetro e que a face inferior da laje seja plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço.

Tabela A6.1 Perfis H


Perfil h (mm) \times massa (kg/m)	h mm	t_0 mm	b mm	h_0 mm	t_f mm	Área cm ²	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm
102 \times 20,5	101,6	7,95	101,6	92,4	9,2	26,1	449	88,4	4,15	146,1	28,8	2,38
127 \times 28,0	127,0	7,95	127,0	116,6	10,4	35,6	997	156,9	5,29	321	50,6	3,01
152 \times 37,1	152,4	7,95	150,8	140,4	12,0	47,3	1 958	257	6,43	621	81,5	3,63
152 \times 40,9		11,13	154,0	140,6	11,8	52,1	2 050	269	6,27	664	87,1	3,57

Tabela A6.2 Perfis I



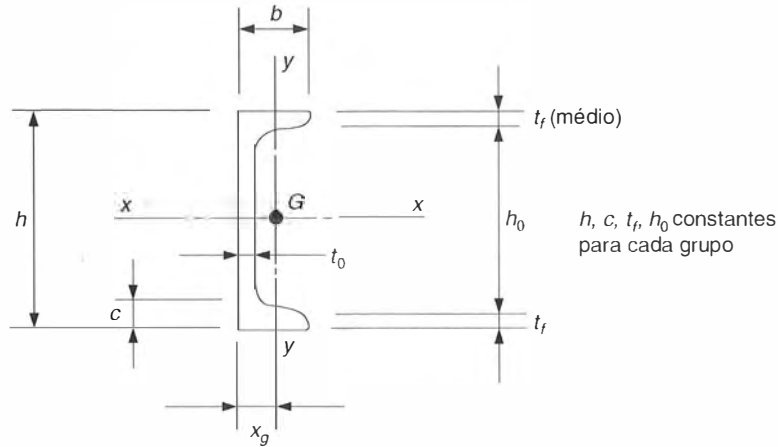
$h \times$ massa mm \times kg/m	h mm (pol)	h_0, c, t_f mm	t_0 mm	b mm	Área cm ²	h/bt_f l/cm	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm	Z_x cm ³	Z_y cm ³
76 \times 8,5		63,0	4,32	59,2	10,8	1,95	105,1	27,6	3,12	18,9	6,41	1,33	32,0	10,7
76 \times 9,7	76,2	14,3	6,38	61,2	12,3	1,89	112,6	29,6	3,02	21,3	6,95	1,31		
76 \times 11,2	(3")	6,6	8,86	63,7	14,2	1,81	121,8	32,0	2,93	24,4	7,67	1,31	38,7	13,5
102 \times 11,4		86,8	4,83	67,6	14,5	2,02	252	49,7	4,17	31,7	9,37	1,48		
102 \times 12,7		15,9	6,43	69,2	16,1	1,98	266	52,4	4,06	34,3	9,91	1,46		
102 \times 14,1	101,6	7,4	8,28	71,0	18,0	1,93	283	55,6	3,96	37,6	10,6	1,45		
102 \times 15,6	(4")		10,2	72,9	19,9	1,88	299	58,9	3,87	41,2	11,3	1,44		
127 \times 14,8		110,4	5,33	76,2	18,8	2,01	511	80,4	5,21	50,2	13,2	1,63	92,9	22,5
127 \times 18,2	127,0	17,5	8,81	79,7	23,2	1,92	570	89,8	4,95	58,6	14,7	1,59		
127 \times 22,0	(5")	8,3	12,5	83,4	28,0	1,84	634	99,8	4,76	69,1	16,6	1,57	122	30,8

(Continua)

Tabela A6.2 Perfis I (Continuação)

$h \times$ massa mm \times kg/m	h mm (pol)	h_0, c, t_f mm	t_0 mm	b mm	Área cm ²	h/bt_f l/cm	I_v cm ⁴	W_v cm ³	i_v cm	I_v cm ⁴	W_v cm ³	i_v cm	Z_v cm ³	Z_v cm ³
152 \times 18,5	152,4 (6")	134,2	5,84	84,6	23,6	1,98	919	120,6	6,24	75,7	17,9	1,79	139	30,3
152 \times 22,0		19,1	8,71	87,5	28,0	1,91	1 003	131,7	5,99	84,9	19,4	1,74	174	38,7
152 \times 25,7		9,1	11,8	90,6	32,7	1,85	1 095	143,7	5,79	96,2	21,2	1,72		
203 \times 27,3	203,2 (8")	181,6	6,86	101,6	34,8	1,85	2 400	236	8,30	155,1	30,5	2,11	270	51,8
203 \times 30,5		22,2	8,86	103,6	38,9	1,82	2 540	250	8,08	165,9	32,0	2,07	316	60,3
203 \times 34,3		10,8	11,2	105,9	43,7	1,78	2 700	266	7,86	179,4	33,9	2,03		
203 \times 38,0		13,5	108,3	48,3	1,74	2 860	282	7,69	194,0	35,8	2,00			
254 \times 37,7	254,0 (10")	229,0	7,87	118,4	48,1	1,72	5 140	405	10,3	282	47,7	2,42	465	81,3
254 \times 44,7		25,4	11,4	121,8	56,9	1,67	5 610	442	9,93	312	51,3	2,34	580	102
254 \times 52,1		12,5	15,1	125,6	66,4	1,62	6 120	482	9,60	348	55,4	2,29		
254 \times 59,6		18,8	129,3	75,9	1,57	6 630	522	9,35	389	60,1	2,26			
305 \times 60,6	304,8 (12")	271,4	11,7	133,4	77,3	1,37	11 330	743	12,1	563	84,5	2,70	870	145
305 \times 67,0		33,3	14,4	136,0	85,4	1,34	11 960	785	11,8	603	88,7	2,66	1 003	169
305 \times 74,4		16,7	17,4	139,1	94,8	1,31	12 690	833	11,6	654	94,0	2,63		
305 \times 81,9		20,6	142,2	104,3	1,28	13 430	881	11,3	709	99,7	2,61			
381 \times 63,3	381,0 (15")	349,4	10,4	139,7	80,6	1,73	18 580	975	15,2	598	85,7	2,73		
381 \times 66,5		31,7	11,5	140,8	84,7	1,71	19 070	1 001	15,0	614	87,3	2,70		
381 \times 73,9		15,8	14,0	143,3	94,2	1,69	20 220	1 061	14,7	653	91,2	2,63		
381 \times 81,9		16,5	145,7	103,6	1,66	21 370	1 122	14,4	696	95,5	2,59			
457 \times 81,4	457,2 (18")	422,0	11,7	152,4	103,7	1,71	33 460	1 464	18,0	867	113,7	2,89	1 721	198
457 \times 89,3		34,9	13,9	154,6	113,8	1,68	35 220	1 541	17,6	912	117,9	2,83	2 048	236
457 \times 96,8		17,6	16,0	156,7	123,3	1,66	36 880	1 613	17,3	957	122,1	2,79		
457 \times 104,3		18,1	158,8	132,8	1,63	38 540	1 686	17,0	1 004	126,5	2,75			
508 \times 121,2	508,0 (20")	461,4	15,2	177,8	154,4	1,23	61 640	2 430	20,0	1 872	211	3,48	2 933	374
508 \times 126,6		44,4	16,6	179,1	161,3	1,22	63 110	2 480	19,8	1 922	215	3,45		
508 \times 134,0		23,3	18,4	181,0	170,7	1,20	65 140	2 560	19,5	1 993	220	3,42	3 179	405
508 \times 141,5		20,3	182,9	180,3	1,19	67 190	2 650	19,3	2 070	226	3,39			
508 \times 148,9	22,2	184,7	189,7	1,18	69 220	2 730	19,1	2 140	232	3,36				

Tabela A6.3 Perfis U



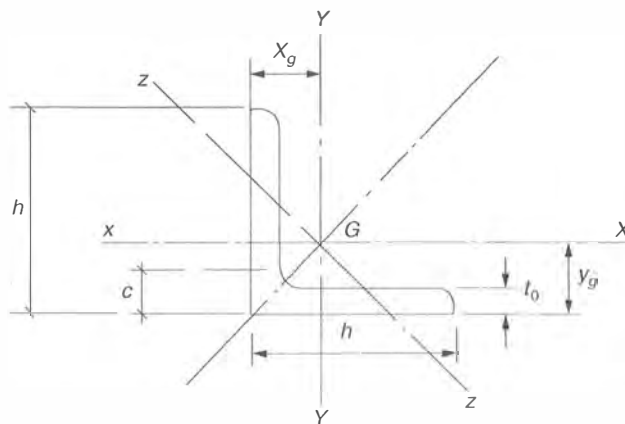
$h \times$ massa mm \times kg/m	h mm (pol)	h_0, c, t_f mm	t_0 mm	b mm	Área cm ²	h/b_f 1/cm	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm	x_g cm
76 \times 6,1		62,4	4,32	35,8	7,78	3,06	68,9	18,1	2,98	8,20	3,32	1,03	1,11
76 \times 7,4	76,2	15,9	6,55	38,0	9,48	2,89	77,2	20,3	2,85	10,3	3,82	1,04	1,11
76 \times 8,9	(3")	6,9	9,04	40,5	11,4	2,71	86,3	22,7	2,75	12,7	4,39	1,06	1,16
102 \times 8,0		86,6	4,57	40,1	10,1	3,37	159,5	31,4	3,97	13,1	4,61	1,14	1,16
102 \times 9,3	101,6	15,9	6,27	41,8	11,9	3,24	174,4	34,3	3,84	15,5	5,10	1,14	1,15
102 \times 10,8	(4")	7,5	8,13	43,7	13,7	3,10	190,6	37,5	3,73	18,0	5,61	1,15	1,17
152 \times 12,2		135,0	5,08	48,8	15,5	3,59	546	71,7	5,94	28,8	8,06	1,36	1,30
152 \times 15,6	152,4	19,1	7,98	51,7	19,9	3,39	632	82,9	5,63	36,0	9,24	1,34	1,27
152 \times 19,4	(6")	8,7	11,1	54,8	24,7	3,19	724	95,0	5,42	43,9	10,5	1,33	1,31
152 \times 23,1			14,2	57,9	29,4	3,03	815	107,0	5,27	52,4	11,9	1,33	1,38

(Continua)

Tabela A6.3 Perfil U (Continuação)

$h \times$ massa mm \times kg/m	h mm (pol)	h_0, c, t_f mm	t_0 mm	b mm	Área cm ²	h/bt_f l/cm	I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm	x_g cm
203 \times 17,1	203,2 (8")	183,4	5,59	57,4	21,8	3,57	1356	133,4	7,89	54,9	12,8	1,59	1,45
203 \times 20,5		20,6	7,70	59,5	26,1	3,44	1503	147,9	7,60	63,6	14,0	1,56	1,41
203 \times 24,2		9,9	10,0	61,8	30,8	3,32	1667	164,0	7,35	72,9	15,3	1,54	1,40
203 \times 27,9		12,4	12,4	64,2	35,6	3,20	1830	180,1	7,17	82,5	16,6	1,52	1,44
203 \times 31,6		14,7	14,7	66,5	40,3	3,09	1990	196,2	7,03	92,6	17,9	1,52	1,49
254 \times 22,7	254,0 (10")	231,8	6,10	66,0	29,0	3,47	2800	221	9,84	95,1	19,0	1,81	1,61
254 \times 29,8		9,63	9,63	69,6	37,9	3,30	3290	259	9,31	117,0	21,6	1,76	1,54
254 \times 37,2		23,8	13,4	73,3	47,4	3,13	3800	299	8,95	139,7	24,3	1,72	1,57
254 \times 44,7		17,1	17,1	77,0	56,9	2,98	4310	339	8,70	164,2	27,1	1,70	1,65
254 \times 52,1		20,8	20,8	80,8	66,4	2,83	4820	379	8,52	191,7	30,4	1,70	1,76
305 \times 30,7	304,8 (12")	279,4	7,11	74,7	39,1	3,21	5370	352	11,7	161,1	28,3	2,03	1,77
305 \times 37,2		9,83	9,83	77,4	47,4	3,02	6010	394	11,3	186,1	30,9	1,98	1,71
305 \times 44,7		27,0	13,0	80,5	56,9	2,98	6750	443	10,9	214	33,7	1,94	1,71
305 \times 52,1		16,1	16,1	83,6	66,4	2,87	7480	491	10,6	242	36,7	1,91	1,76
305 \times 59,6		19,2	19,2	86,7	75,9	2,77	8210	539	10,4	273	39,8	1,90	1,83
381 \times 50,4	381,0 (15")	348,0	10,2	86,4	64,2	2,67	13100	688	14,3	338	51,0	2,30	2,00
381 \times 52,1		10,7	10,7	86,9	66,4	2,66	13360	701	14,2	347	51,8	2,29	1,99
381 \times 59,5		33,3	13,2	89,4	75,8	2,58	14510	762	13,8	387	55,2	2,25	1,98
381 \times 67,0		15,7	15,7	91,9	85,3	2,51	15650	822	13,5	421	58,5	2,22	1,99
381 \times 74,4		18,2	18,2	94,4	94,8	2,45	16800	882	13,3	460	62,0	2,20	2,03
381 \times 81,9		20,7	20,7	96,9	104,3	2,38	17950	942	13,1	498	66,5	2,18	2,21

Tabela A6.4 Cantoneiras — Abas Iguais (64 a 203 mm)



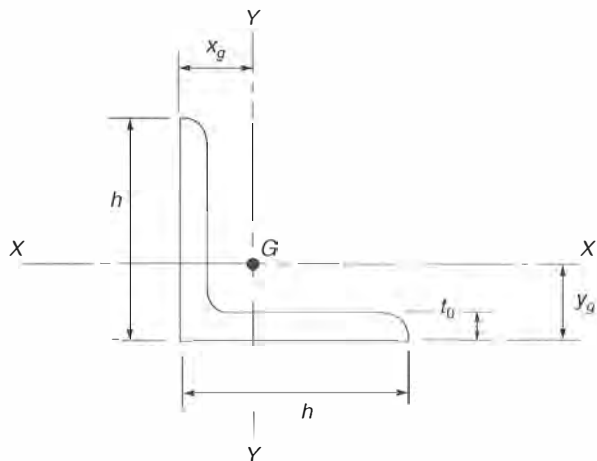
$h \times h$ mm	h mm	t_0 mm	c mm	Massa kg/m	Área cm ²	$I_x = I_y$ cm ⁴	$W_x = W_y$ cm ³	$i_x = i_y$ cm	i_z min cm	i_z max cm	$x_g = y_g$ cm
64 × 64	63,5	6,3	12,7	6,1	7,68	29,1	6,4	1,95	1,24	2,45	1,83
64 × 64	63,5	7,9	14,3	7,4	9,48	35,4	7,8	1,93	1,24	2,43	1,88
64 × 64	63,5	9,5	15,9	8,8	11,16	40,8	9,1	1,91	1,22	2,41	1,93
76 × 76	76,2	7,9	15,9	9,1	11,48	62,4	11,6	2,33	1,50	2,94	2,21
76 × 76	76,2	9,5	17,5	10,7	13,61	74,9	14,0	2,35	1,47	2,92	2,26
76 × 76	76,2	11,11	19,1	12,4	15,68	83,3	15,7	2,30	1,47	2,91	2,31
76 × 76	76,2	12,7	20,6	14,0	17,74	91,6	17,5	2,27	1,47	2,86	2,36
102 × 102	101,6	7,9	18,0	12,2	15,50	154,0	21,0	3,15	2,00		2,84
102 × 102	101,6	9,5	19,1	14,6	18,45	183,1	25,1	3,15	2,00	3,96	2,90
102 × 102	101,6	12,7	22,2	19,1	24,19	233,1	32,4	3,10	1,98	3,91	3,00
102 × 102	101,6	15,9	25,4	23,4	29,74	278,9	39,4	3,06	1,96	3,86	3,12

(Continua)

Tabela A6.4 Cantoneiras — Abas Iguais (64 a 203 mm) (Continuação)

$h \times h$ mm	h mm	t_0 mm	c mm	Massa kg/m	Área cm ²	$I_x = I_y$ cm ⁴	$W_x = W_y$ cm ³	$i_x = i_y$ cm	i_z min cm	i_z max cm	$X_g = Y_g$ cm
127 × 127	127,0	9,5	22,0	18,3	23,30	362,0	39,0	3,94	2,51		3,53
127 × 127	127,0	12,7	25,4	24,1	30,65	470,3	51,9	3,92	2,49	4,95	3,63
127 × 127	127,0	15,9	28,6	29,8	37,81	566,1	63,3	3,87	2,46	4,89	3,76
127 × 127	127,0	19,0	31,7	35,1	44,77	653,5	73,9	3,82	2,46	4,82	3,86
152 × 152	152,4	9,5	22,2	22,2	28,13	641,0	58,1	4,77	3,02	6,05	4,17
152 × 152	152,4	11,1	23,8	25,6	32,65	736,7	67,1	4,75	3,02	6,02	4,22
152 × 152	152,4	12,7	25,4	29,2	37,10	828,3	75,8	4,73	3,00	5,97	4,27
152 × 152	152,4	14,3	27,0	32,6	41,48	919,9	84,7	4,71	3,00	5,95	4,34
152 × 152	152,4	15,9	28,6	36,0	45,87	1 007,3	93,2	4,69	2,97	5,94	4,39
152 × 152	152,4	17,3		39,4	50,19	1 090,5	101,4	4,66	2,97	5,90	4,45
152 × 152	152,4	19,0	31,7	42,7	54,45	1 173,8	109,9	4,64	2,97	5,84	4,52
152 × 152	152,4	20,6		46,1	58,65	1 252,9	117,9	4,62	2,97	5,81	4,57
152 × 152	152,4	22,2	34,9	49,3	62,77	1 327,8	125,5	4,60	2,97	5,80	4,62
203 × 203	203,2	12,7	28,6	39,3	50,00	2 022,9	137,2	6,36	4,01	8,05	5,56
203 × 203	203,2	14,3	30,2	44,1	56,00	2 251,8	153,3	6,34	4,01	8,02	5,61
203 × 203	203,2	15,9	31,7	48,7	62,00	2 472,4	168,9	6,31	4,01	7,97	5,66
203 × 203	203,2	17,3		53,3	67,94	2 688,8	184,4	6,29	4,01	7,95	5,72
203 × 203	203,2	19,0	34,9	57,9	73,81	2 901,1	199,9	6,27	3,99	7,92	5,79
203 × 203	203,2	20,6		62,5	79,61	3 109,2	215,0	6,25	3,99	7,89	5,84
203 × 203	203,2	22,2	38,1	67,0	85,35	3 313,2	229,9	6,23	3,96	7,86	5,89
203 × 203	203,2	23,8		71,6	91,10	3 508,8	244,3	6,21	3,96	7,84	5,94
203 × 203	203,2	25,4	41,3	75,9	96,77	3 704,4	259,4	6,19	3,96	7,81	6,02

Tabela A6.5 Cantoneiras — Abas Iguais (16 a 51 mm)



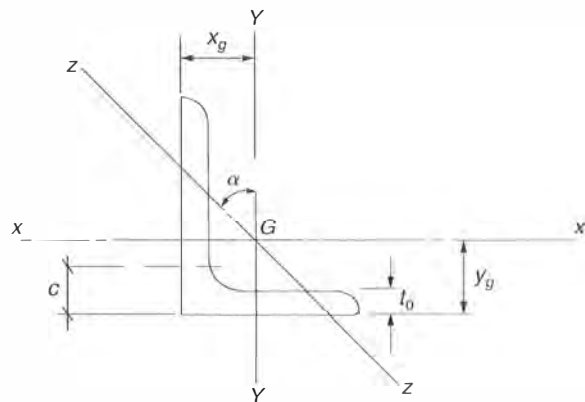
Perfil	Dimensões		Área	Massa	$I_x = I_y$	$W_x = W_y$	$i_x = i_y$	i_{\max}	i_{\min}	$x_g = y_g$
h (mm)	h (pol)	t_0 (mm)	cm ² (mm)	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
15,9	5/8 × 5/8	3,2	0,96	0,71	0,20	0,18	0,45	0,56	0,30	0,51
19,0	3/4 × 3/4	3,2	1,16	0,88	0,37	0,28	0,58	0,73	0,38	0,58
22,2	7/8 × 7/8	3,2	1,35	1,04	0,58	0,37	0,66	0,80	0,48	0,66
25,4	1 × 1	3,5	1,48	1,19	0,83	0,49	0,76	0,96	0,51	0,76
		4,8	2,19	1,73	1,24	0,65	0,76	0,95	0,48	0,81
		6,3	2,83	2,21	1,66	0,98	0,73	0,91	0,48	0,86
31,7	1 1/4 × 1 1/4	3,2	1,93	1,50	1,66	0,81	0,96	1,21	0,63	0,91
		4,8	2,77	2,20	2,49	1,14	0,96	1,20	0,61	0,96
		6,3	3,61	2,86	3,32	1,47	0,93	1,16	0,61	1,01

(Continua)

Tabela A6.5 Cantoneiras — Abas Iguais (16 a 51 mm) (*Continuação*)

Perfil	Dimensões		Área	Massa	$I_x = I_y$	$W_x = W_y$	$i_x = i_y$	i_{\max}	i_{\min}	$x_g = y_g$
h (mm)	h (pol)	t_0 (mm)	cm ² (mm)	kg/m	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm	cm
38,1	1 1/2 × 1 1/2	3,2	2,32	1,83	3,32	1,14	1,19	1,50	0,76	1,06
		4,8	3,42	2,68	4,57	1,63	1,16	1,47	0,73	1,11
		6,3	4,45	3,48	5,82	2,13	1,14	1,44	0,73	1,19
		7,9	5,42	4,26	6,65	4,53	1,11	1,39	0,73	1,24
44,4	1 3/4 × 1 3/4	3,2	2,70	2,14	5,41	1,63	1,39	1,76	0,88	1,21
		4,8	3,99	3,15	7,49	2,29	1,37	1,73	0,88	1,29
		6,3	5,22	4,12	9,57	3,11	1,34	1,69	0,86	1,34
		7,9	6,45	5,05	11,23	3,77	1,32	1,66	0,86	1,39
		9,5	7,61	5,94	12,90	4,26	1,29	1,61	0,86	1,45
50,8	2 × 2	3,2	3,09	2,46	7,90	2,13	1,60	2,03	1,01	1,39
		4,8	4,58	3,63	11,23	3,11	1,57	1,99	0,99	1,44
		6,3	6,06	4,76	14,56	4,09	1,54	1,94	0,99	1,49
		7,9	7,41	5,83	17,48	4,91	1,52	1,91	0,99	1,54
		9,5	8,77	6,99	19,97	5,73	1,49	1,86	0,99	1,62

Tabela A6.6 Cantoneiras — Abas Desiguais



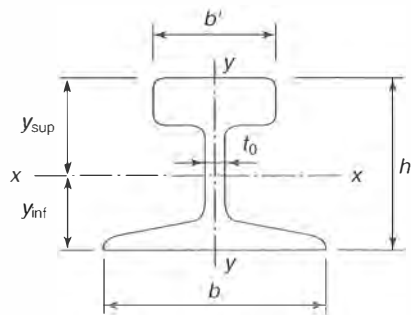
Dimensões		t_0	c	Massa	Área	I_x	I_y	W_x	W_y	i_x	i_y	$i_{z,min}$	x_g	y_g	$tg\alpha$
mm	pol	mm	cm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm	
89	3½	6,3	1,43	7,29	9,29	74,9	32,5	12,3	6,7	2,84	1,89	1,37	1,55	2,82	0,506
×	×	7,9	1,59	9,08	11,48	91,6	39,1	15,3	8,2	2,82	1,85	1,37	1,63	2,90	0,501
64	2½	9,5	1,75	10,71	13,61	108,2	45,8	18,2	9,7	2,82	1,83	1,37	1,68	2,95	0,496
102	4	7,9	1,75	10,71	13,48	141,5	70,8	20,2	12,5	3,24	2,29	1,65	1,93	3,20	0,554
×	×	9,5	1,21	12,65	16,00	166,5	79,1	24,0	14,1	3,23	2,22	1,63	1,98	3,25	0,551
76	3	11,1	2,06	14,58	18,52	187,3	91,6	27,1	16,4	3,18	2,22	1,63	2,03	3,30	
		12,7	2,22	16,52	20,97	208,1	99,9	30,5	18,2	3,15	2,18	1,63	2,11	3,38	0,543

(Continua)

Tabela A6.6 Cantoneiras — Abas Desiguais (*Continuação*)

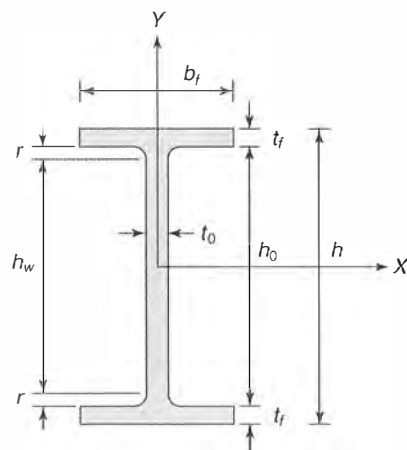
Dimensões		t_0	c	Massa	Área	I_x	I_y	W_x	W_y	i_x	i_y	$i_{z, \min}$	x_g	y_g	$tg \alpha$
mm	pol	mm	cm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm	cm	cm	cm	
102 × 89	4 × 3½	6,3	1,59	9,08	11,68	120,7	87,4	16,6	13,3	3,21	2,74	1,85	2,31	2,95	0,759
		7,9	1,75	11,46	14,52	149,8	108,2	20,8	16,5	3,21	2,73	1,85	2,36	3,00	0,757
		9,5	1,91	13,54	17,23	174,8	124,9	24,5	19,3	3,19	2,69	1,85	2,44	3,07	0,755
		11,1	2,06	15,77	19,94	199,8	141,5	28,2	22,1	3,17	2,66	1,83	2,49	3,12	0,753
		12,7	2,22	17,71	22,58	220,6	158,2	31,4	24,9	3,13	2,65	1,83	2,54	3,18	0,750
127 × 89	5 × 3½	7,9	1,91	12,95	16,52	274,7	112,4	31,7	16,6	4,08	2,61	1,93	2,13	4,04	0,489
		9,5	2,06	15,48	19,68	324,7	133,2	37,7	19,8	4,06	2,60	1,93	2,18	4,09	0,486
		11,1	2,22	17,86	22,77	370,4	149,8	43,3	22,5	4,03	2,57	1,93	2,24	4,14	0,482
		12,7	2,38	20,24	25,81	416,2	166,5	49,1	25,3	4,02	2,54	1,91	2,31	4,22	0,479
		14,3		22,62	28,84	457,9	183,1	54,3	28,0	3,98	2,53	1,91	2,36	4,27	
		15,9	2,70	25,00	31,74	499,5	199,8	59,6	30,8	3,97	2,51	1,91	2,41	4,32	0,472
		17,5		27,23	34,65	541,1	216,4	65,0	33,6	3,95	2,50	1,91	2,46	4,37	
19,0	3,02	29,47	37,48	578,6	233,1	70,1	36,7	3,93	2,49	1,91	2,54	4,45	0,464		
152 × 102	6 × 4	9,5	2,22	18,30	23,29	561,9	204,0	54,7	26,1	4,91	2,96	2,24	2,39	4,93	0,446
		11,1	2,38	21,28	26,97	645,2	233,1	63,1	30,0	4,89	2,94	2,21	2,44	4,98	
		12,7	2,54	24,11	30,65	724,2	262,2	71,3	34,1	4,86	2,92	2,21	2,51	5,05	0,440
		14,3	2,70	26,94	34,26	803,3	287,2	79,6	37,6	4,84	2,90	2,21	2,57	5,11	
		15,9	2,86	29,76	37,81	878,2	312,2	87,5	41,2	4,82	2,87	2,18	2,62	5,16	0,435
		17,5		32,44	41,29	949,0	337,1	95,2	44,9	4,79	2,86	2,18	2,69	5,23	
		19,0	3,17	35,12	44,77	1 019,8	362,1	102,8	48,5	4,77	2,84	2,18	2,74	5,28	0,428
203 × 102	8 × 4	12,7	2,54	29,17	37,10	1 602,5	278,9	122,9	34,8	6,57	2,74	2,18	2,18	7,26	0,267
		15,9	2,86	36,01	45,87	1 952,1	337,1	151,2	42,7	6,52	2,71	2,18	2,31	7,39	0,262
		19,0	3,17	42,71	54,45	2 285,1	391,3	178,4	50,2	6,48	2,68	2,16	2,41	7,49	0,258
		22,2	3,49	49,26	62,77	2 597,3	437,0	204,8	57,0	6,43	2,64	2,16	2,54	7,62	0,253
		25,4	3,81	55,66	70,97	2 897,0	482,8	230,8	64,1	6,39	2,61	2,16	2,67	7,75	0,247

Tabela A6.7 Trilhos Ferroviários



Tipo		Dimensões				Massa por Metro	Área A								
Nacional (C.S.N.)	Americano	h	b	b'	t_0			I_x	y_{sup}	W_{vsup}	y_{inf}	W_{vinf}	i_x	I_y	
		mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²	cm ⁴	cm	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ⁴	
TR — 25	A.S.C.E. 5040	98,4	98,4	54,0	11,1	25	31,5	413	5,07	81,5	4,77	86,6	3,62	110	
TR — 32	A.S.C.E. 6540	112,7	112,7	61,1	12,7	32	40,8	702	5,84	120,2	5,43	129,3	4,15	204	
TR — 37	A.S.C.E. 7540	122,2	122,2	62,7	13,5	37	47,3	951	6,38	149,1	5,84	162,8	4,48	269	
TR — 45	A.R.E.A. 90RA-A	142,9	130,2	65,1	14,3	45	56,9	1605	7,84	204,7	6,45	248,8	5,31	368	
TR — 50	A.R.E.A. 100RE	152,4	136,5	68,2	14,3	50	64,2	2037	8,26	246,6	6,98	291,8	5,63	456	
TR — 57	A.R.E.A. 115RE	168,3	139,7	69,0	15,9	57	72,5	2735	9,26	295,4	7,57	361,3	6,14	511	
TR — 68	A.R.E.A. 136RE	185,7	152,4	74,6	17,5	68	86,1	3950	10,08	391,7	8,52	463,8	6,77		

Tabela A6.8 Perfis W (Tipo I)



Perfil	Massa <i>m</i>	Alt. <i>h</i>	Área <i>A</i>	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				<i>J</i>	$b_f/2t_f$	h_w/t_0
				<i>t_0</i>	<i>h_0</i>	<i>t_f</i>	<i>b_f</i>	<i>I_x</i>	<i>W_x</i>	<i>i_x</i>	<i>Z_x</i>	<i>I_y</i>	<i>W_y</i>	<i>i_y</i>	<i>Z_y</i>			
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴		
W 150 × 13,0	13,0	148	16,6	4,3	138	4,9	100	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	1,7	10,2	27,5
W 150 × 18,0	18,0	153	23,4	5,8	139	7,1	102	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	4,3	7,2	20,5
W 200 × 15,0	15,0	200	19,4	4,3	190	5,2	100	1305	130,5	8,20	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,0	9,6	39,4
W 200 × 19,3	19,3	203	25,1	5,8	190	6,5	102	1686	166,1	8,19	190,5	116	22,7	2,14	35,9	4,0	7,9	29,3
W 200 × 22,5	22,5	206	29,0	6,2	190	8,0	102	2029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	6,2	6,4	27,4
W 200 × 26,6	26,6	207	34,2	5,8	190	8,4	133	2611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	7,6	7,9	29,3
W 200 × 31,3	31,3	210	40,2	6,4	190	10,2	134	3168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	12,6	6,6	26,5

(Continua)

Tabela A6.8 Perfis W (Tipo I) (Continuação)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_w/t_w	
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y				cm^4
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³				
W 250 × 17,9	17,9	251	23,1	4,8	240	5,3	101	2291	182,6	9,96	211,0	91	18,2	1,99	28,8	2,5	9,5	45,9	
W 250 × 22,3	22,3	254	29,0	5,8	240	6,9	102	2939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	4,8	7,4	38,0	
W 250 × 25,3	25,3	257	32,6	6,1	240	8,4	102	3473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	7,1	6,1	36,1	
W 250 × 28,4	28,4	260	36,5	6,4	240	10,0	102	4046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	10,3	5,1	34,4	
W 250 × 32,7	32,7	258	42,2	6,1	240	9,1	146	4937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	10,4	8,0	36,0	
W 250 × 38,5	38,5	262	49,6	6,6	240	11,2	147	6057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,0	17,6	6,6	33,3	
W 250 × 44,8	44,8	266	57,6	7,6	240	13,0	148	7158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	27,1	5,7	28,9	
W 310 × 21	21,0	303	27,2	5,1	292	5,7	101	3776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,90	31,4	3,3	8,8	53,3	
W 310 × 23,8	23,8	305	30,7	5,6	292	6,7	101	4346	285,0	11,90	333,2	116	22,9	1,94	36,9	4,6	7,5	48,5	
W 310 × 28,3	28,3	309	36,5	6,0	291	8,9	102	5500	356,0	12,28	412,0	158	31,0	2,08	49,4	8,1	5,7	45,2	
W 310 × 32,7	32,7	313	42,1	6,6	291	10,8	102	6570	419,8	12,49	484,5	192	37,6	2,13	59,8	12,9	4,7	41,1	
W 310 × 38,7	38,7	310	49,7	5,8	291	9,7	165	8581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	13,2	8,5	46,7	
W 310 × 44,5	44,5	313	57,2	6,6	291	11,2	166	9997	638,8	13,22	712,8	855	103,0	3,87	158,0	19,9	7,4	41,0	
W 310 × 52	52,0	317	67,1	7,6	291	13,2	167	11909	751,4	13,33	842,5	1026	122,9	3,91	188,8	31,8	6,3	35,6	
W 360 × 32,9	32,9	349	42,1	5,8	332	8,5	127	8358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	9,1	7,5	53,1	
W 360 × 39	39,0	353	50,2	6,5	332	10,7	128	10331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	15,8	6,0	47,3	
W 360 × 44	44,0	352	57,7	6,9	332	9,8	171	12258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	16,7	8,7	44,7	
W 360 × 51	51,0	355	64,8	7,2	332	11,6	171	14222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	24,6	7,4	42,8	
W 360 × 57,8	57,8	358	72,5	7,9	332	13,1	172	16143	901,8	14,92	1014,8	1113	129,4	3,92	199,8	34,4	6,6	39,0	
W 360 × 64	64,0	347	81,7	7,7	320	13,5	203	17890	1031,1	14,80	1145,5	1885	185,7	4,80	284,5	44,6	7,5	37,4	
W 360 × 72	72,0	350	91,3	8,6	320	15,1	204	20169	1152,5	14,86	1285,9	2140	209,8	4,84	321,8	61,2	6,8	33,5	
W 360 × 79	79,0	354	101,2	9,4	320	16,8	205	22713	1283,2	14,98	1437,0	2416	235,7	4,89	361,9	82,4	6,1	30,7	

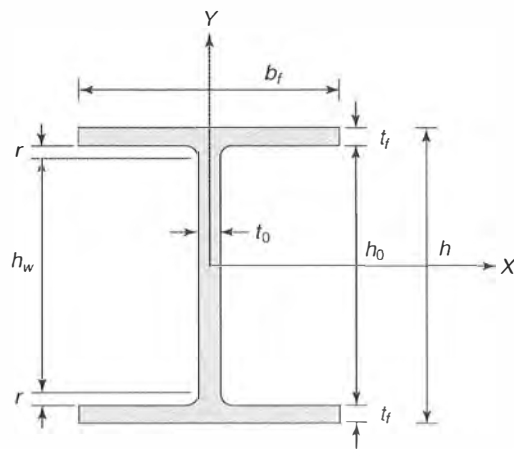
(Continua)

Tabela A6.8 Perfis W (Tipo I) (Continuação)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_u/t_u
	m	h	A	t_u	h_u	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y	J		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³			
W 410 × 38,8	38,8	399	50,3	6,4	381	8,8	140	12777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	11,7	8,0	55,8
W 410 × 46,1	46,1	403	59,2	7,0	381	11,2	140	15690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	20,1	6,3	51,0
W 410 × 53,3	53,3	403	68,4	7,5	381	10,9	177	18734	929,7	16,55	1052	1009	114,0	3,84	176,9	23,4	8,1	47,6
W 410 × 60	60,0	407	76,2	7,7	381	12,8	178	21707	1067	16,88	1201	1205	135,3	3,98	209,2	33,8	7,0	46,4
W 410 × 67	67,0	410	86,3	8,8	381	14,4	179	24678	1204	16,91	1363	1379	154,1	4,00	239,0	48,1	6,2	40,6
W 410 × 75	75,0	413	95,8	9,7	381	16,0	180	27616	1337	16,98	1519	1559	173,2	4,03	269,1	65,2	5,6	36,8
W 460 × 52	52,0	450	66,6	7,6	428	10,8	152	21370	950	17,91	1096	634	83,5	3,09	131,7	21,8	7,0	53,2
W 460 × 60	60,0	455	76,2	8,0	428	13,3	153	25652	1128	18,35	1292	796	104,0	3,23	163,4	34,6	5,8	50,5
W 460 × 68	68,0	459	87,6	9,1	428	15,4	154	29851	1301	18,46	1495	941	122,2	3,28	192,4	52,3	5,0	44,4
W 460 × 74	74,0	457	94,9	9,0	428	14,5	190	33415	1462	18,77	1657	1661	174,8	4,18	271,3	53,0	6,6	44,9
W 460 × 82	82,0	460	104,7	9,9	428	16,0	191	37157	1616	18,84	1836	1862	195,0	4,22	303,3	70,6	6,0	40,8
W 460 × 89	89,0	463	114,1	10,5	428	17,7	192	41105	1776	18,98	2019	2093	217,9	4,28	339,0	92,5	5,4	38,5
W 530 × 66	66,0	525	83,6	8,9	502	11,4	165	34971	1332	20,46	1558	857	103,9	3,20	166,0	31,5	7,2	53,7
W 530 × 72	72,0	524	91,6	9,0	502	10,9	207	39969	1526	20,90	1756	1615	156,0	4,20	244,6	33,4	9,5	53,1
W 530 × 74	74,0	529	95,1	9,7	502	13,6	166	40969	1549	20,76	1805	1041	125,5	3,31	200,1	47,4	6,1	49,3
W 530 × 82	82,0	528	104,5	9,5	501	13,3	209	47569	1802	21,34	2058	2028	194,1	4,41	302,7	51,2	7,9	50,2
W 530 × 85	85,0	535	107,7	10,3	502	16,5	166	48453	1811	21,21	2100	1263	152,2	3,42	241,6	72,9	5,0	46,4
W 530 × 92	92,0	533	117,6	10,2	502	15,6	209	55157	2070	21,65	2360	2379	227,6	4,50	354,7	75,5	6,7	46,8
W 610 × 101	101,0	603	130,3	10,5	573	14,9	228	77003	2554	24,31	2923	2951	258,8	4,76	405,0	81,7	7,7	51,5
W 610 × 113	113,0	608	145,3	11,2	573	17,3	228	88196	2901	24,64	3313	3426	300,5	4,86	469,7	116,5	6,6	48,3
W 610 × 125	125,0	612	160,1	11,9	573	19,6	229	99184	3241	24,89	3698	3933	343,5	4,96	536,3	159,5	5,8	45,5
W 610 × 155	155,0	611	198,1	12,7	573	19,0	324	129583	4242	25,58	4749	10783	665,5	7,38	1023	225,0	8,5	42,6
W 610 × 174	174,0	616	222,8	14,0	573	21,6	325	147754	4797	25,75	5383	12374	761,5	7,45	1171	286,9	7,5	38,6

Fonte: Catálogo da Gerdau-Açominas

Tabela A6.9 Perfis W (Tipo H) e Perfis HP



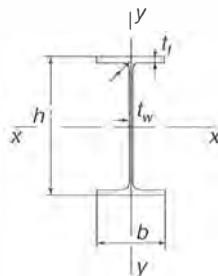
Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_w/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y	cm^4		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³			
W 150 × 22,5	22,5	152	29,0	5,8	139	6,6	152	1229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,8	11,5	20,5
W 150 × 29,8	29,8	157	38,5	6,6	138	9,3	153	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	11,0	8,2	17,9
W 150 × 37,1	37,1	162	47,8	8,1	139	11,6	154	2244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	20,6	6,6	14,7
W 200 × 35,9	35,9	201	45,7	6,2	181	10,2	165	3437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	14,5	8,1	25,9
W 200 × 41,7	41,7	205	53,5	7,2	181	11,8	166	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	23,2	7,0	21,9
W 200 × 46,1	46,1	203	58,6	7,2	181	11,0	203	4543	447,6	8,81	495,3	1535	151,2	5,12	229,5	22,0	9,2	22,4
W 200 × 52,0	52,0	206	66,9	7,9	181	12,6	204	5298	514,4	8,90	572,5	1784	174,9	5,16	265,8	33,3	8,1	19,8
HP 200 × 53,0	53,0	204	68,1	11,3	181	11,3	207	4977	488,0	8,55	551,3	1673	161,6	4,95	248,6	31,9	9,2	14,3
W 200 × 59,0	59,0	210	76,0	9,1	182	14,2	205	6140	584,8	8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303,0	47,7	7,2	17,3
W 200 × 71,0	71,0	216	91,0	10,2	181	17,4	206	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	374,5	81,7	5,9	15,8
W 200 × 86,0	86,0	222	110,9	13,0	181	20,6	209	9498	855,7	9,26	984,2	3139	300,4	5,32	458,7	142,2	5,1	12,1

(Continua)

Tabela A6.9 Perfis W (Tipo H) e Perfis HP (*Continuação*)

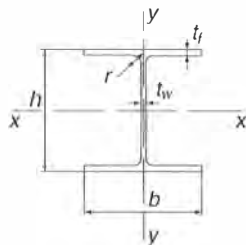
Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y				J	$b_f/2t_f$	h_w/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	Z_y	cm^4		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³			
HP 250 × 62,0	62,0	246	79,6	10,5	225	10,7	256	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234,0	6,13	357,8	33,5	12,0	19,1
W 250 × 73,0	73,0	253	92,7	8,6	225	14,2	254	11257	889,9	11,02	983,3	3880	305,5	6,47	463,1	56,9	8,9	23,3
W 250 × 80,0	80,0	256	101,9	9,4	225	15,6	255	12550	980,5	11,10	1088,7	4313	338,3	6,51	513,1	75,0	8,2	21,4
HP 250 × 85,0	85,0	254	108,5	14,4	225	14,4	260	12280	966,9	10,64	1093,2	4225	325,0	6,24	499,6	82,1	9,0	14,0
W 250 × 89,0	89,0	260	113,9	10,7	225	17,3	256	14237	1095,1	11,18	1224,4	4841	378,2	6,52	574,3	102,8	7,4	18,8
W 250 × 101,0	101,0	264	128,7	11,9	225	19,6	257	16352	1238,8	11,27	1395,0	5549	431,8	6,57	656,3	147,7	6,6	16,9
W 250 × 115,0	115,0	269	146,1	13,5	225	22,1	259	18920	1406,7	11,38	1597,3	6405	494,6	6,62	752,7	212,0	5,9	14,9
HP 310 × 79,0	79,0	299	100,0	11,0	277	11,0	306	16316	1091,4	12,77	1210,1	5258	343,7	7,25	525,4	46,7	13,9	22,3
HP 310 × 93,0	93,0	303	119,2	13,1	277	13,1	308	19682	1299,1	12,85	1450,3	6387	414,7	7,32	635,5	77,3	11,8	18,7
W 310 × 97,0	97,0	308	123,6	9,9	277	15,4	305	22284	1447,0	13,43	1594,2	7286	477,8	7,68	725,0	92,1	9,9	24,8
W 310 × 107,0	107,0	311	136,4	10,9	277	17,0	306	24839	1597,3	13,49	1768,2	8123	530,9	7,72	806,1	122,9	9,0	22,5
HP 310 × 110,0	110,0	308	141,0	15,4	277	15,5	310	23703	1539,1	12,97	1730,5	7707	497,3	7,39	763,7	125,7	10,0	15,9
W 310 × 117,0	117,0	314	149,9	11,9	277	18,7	307	27563	1755,5	13,56	1952,6	9024	587,9	7,76	893,1	161,6	8,2	20,6
HP 310 × 125,0	125,0	312	159,0	17,4	277	17,4	312	27076	1735,6	13,05	1963,3	8823	565,6	7,45	870,6	178,0	9,0	14,1
W 360 × 91,0	91,0	353	115,9	9,5	320	16,4	254	26755	1515,9	15,19	1680,1	4483	353,0	6,22	538,1	92,6	7,7	30,3
W 360 × 101,0	101,0	357	129,5	10,5	320	18,3	255	30279	1696,3	15,29	1888,9	5063	397,1	6,25	606,1	128,5	7,0	27,3
W 360 × 110,0	110,0	360	140,6	11,4	320	19,9	256	33155	1841,9	15,36	2059,3	5570	435,2	6,29	664,5	161,9	6,4	25,3
W 360 × 122,0	122,0	363	155,3	13,0	320	21,7	257	36598	2016,4	15,35	2269,7	6147	478,4	6,29	732,3	212,7	5,9	22,1

Fonte: Catálogo da Gerdau-Açominas

Tabela A7.1 Perfis I de Abas com Faces Paralelas IPE


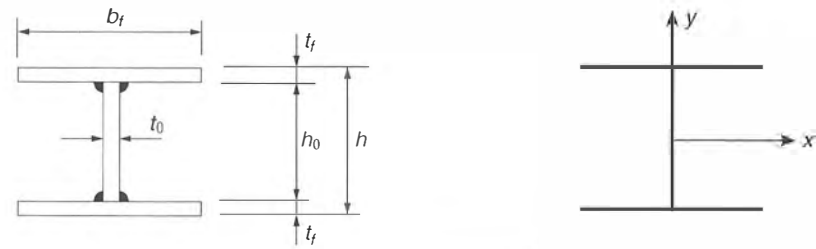
IPE	Dimensões mm					Área A cm ²	Massa kg/m	Características Geométricas					
	h	b	t_w	t_f	r			I_x cm ⁴	W_x cm ³	i_x cm	I_y cm ⁴	W_y cm ³	i_y cm
80	80	46	3,8	5,2	5	7,64	6,0	80,1	20,0	3,24	8,5	3,7	1,0
100	100	55	4,1	5,7	7	10,3	8,1	171	34,2	4,07	15,9	5,8	1,2
120	120	64	4,4	6,3	7	13,2	10,4	318	53,0	4,90	27,7	8,7	1,4
140	140	73	4,7	6,9	7	16,4	12,9	541	77,3	5,74	44,9	12,3	1,6
160	160	82	5,0	7,4	9	20,1	15,8	869	109	6,58	68,3	16,7	1,8
180	180	91	5,3	8,0	9	23,9	18,8	1320	146	7,42	101	22,2	2,0
200	200	100	5,6	8,5	12	28,5	22,4	1940	194	8,26	142	28,5	2,2
220	220	110	5,9	9,2	12	33,4	26,2	2770	252	9,11	205	37,3	2,4
240	240	120	6,2	9,8	15	39,1	30,7	3890	324	9,97	284	47,3	2,6
270	270	135	6,6	10,2	15	45,9	36,1	5790	429	11,2	420	62,2	3,0
300	300	150	7,1	10,7	15	53,8	42,2	8360	557	12,5	604	80,5	3,3
330	330	160	7,5	11,5	18	62,6	49,1	11770	713	13,7	788	98,5	3,5
360	360	170	8,0	12,7	18	72,7	57,1	16270	904	15,0	1040	123	3,7
400	400	180	8,6	13,5	21	84,5	66,3	23130	1160	16,5	1320	146	3,9
450	450	190	9,4	14,6	21	98,8	77,6	33740	1500	18,5	1680	176	4,1
500	500	200	10,2	16,0	21	116	90,7	48200	1930	20,4	2140	214	4,3
550	550	210	11,1	17,2	24	134	106	67120	2440	22,3	2670	254	4,4

Tabela A7.2 Perfis H de Abas Paralelas Leves HEA



HEA	Dimensões mm					Área A cm ²	Massa kg/m	Características Geométricas					
	h	b	t _w	t _f	r			I _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	I _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm
100	96	100	5	8	12	21,2	16,7	349	72,8	4,06	134	26,8	2,51
120	114	120	5	8	12	25,3	19,9	606	106	4,89	231	38,5	3,02
140	133	140	5,5	8,5	12	31,4	24,7	1 030	155	5,73	389	55,6	3,52
160	152	160	6	9	15	38,8	30,4	1 670	220	6,57	616	76,9	3,98
180	171	180	6	9,5	15	45,3	35,5	2 510	294	7,45	925	103	4,52
200	190	200	6,5	10	18	53,8	42,3	3 690	389	8,28	1 340	134	4,98
220	210	220	7	11	18	64,3	50,5	5 410	515	9,17	1 950	178	5,51
240	230	240	7,5	12	21	76,8	60,3	7 760	675	10,1	2 770	231	6,00
260	250	260	7,5	12,5	24	86,8	68,2	10 450	836	11,0	3 670	282	6,50
280	270	280	8	13	24	97,3	76,4	13 670	1 010	11,9	4 760	340	7,00
300	290	300	8,5	14	27	112	88,3	18 260	1 260	12,7	6 310	421	7,49
320	310	300	9	15,5	27	124	97,6	22 930	1 480	13,6	6 990	466	7,49
340	330	300	9,5	16,5	27	133	105	27 690	1 680	14,4	7 440	496	7,46
360	350	300	10	17,5	27	143	112	33 090	1 890	15,2	7 890	526	7,43
400	390	300	11	19	27	159	125	45 070	2 310	16,8	8 560	571	7,34
450	440	300	11,5	21	27	178	140	63 720	2 900	18,9	9 470	631	7,29
500	490	300	12	23	27	198	155	86 970	3 550	21,0	10 370	691	7,24
550	540	300	12,5	24	27	212	166	111 900	4 150	23,0	10 820	721	7,15

Tabela A8.1 Série CS para Colunas



Perfil CS	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_y/i_x	i_r	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
250 × 52	51,8	250	66,0	8,0	231	9,5	250	7 694	616	10,80	678	2 475	198	6,12	5	1,8	6,79	18	13,2	28,9
250 × 63	63,2	250	80,5	8,0	225	12,5	250	9 581	766	10,91	843	3 256	260	6,36	5	1,7	6,89	36	10,0	28,1
250 × 66	65,8	250	83,9	9,5	225	12,5	250	9 723	778	10,77	862	3 257	261	6,23	5	1,7	6,84	39	10,0	23,7
250 × 76	76,5	250	97,4	8,0	218	16,0	250	11 659	933	10,94	1 031	4 168	333	6,54	6	1,7	6,97	72	7,8	27,3
250 × 79	79,1	250	100,7	9,5	218	16,0	250	11 788	943	10,82	1 049	4 168	333	6,43	6	1,7	6,92	74	7,8	22,9
250 × 84	84,2	250	107,3	12,5	218	16,0	250	12 047	964	10,60	1 085	4 170	334	6,24	6	1,7	6,84	82	7,8	17,4
250 × 90	90,4	250	115,1	9,5	212	19,0	250	13 456	1 076	10,81	1 204	4 949	396	6,56	6	1,6	6,97	120	6,6	22,3
250 × 95	95,4	250	121,5	12,5	212	19,0	250	13 694	1 096	10,62	1 238	4 951	396	6,38	6	1,7	6,90	128	6,6	17,0
250 × 108	108,1	250	137,7	12,5	205	22,4	250	15 451	1 236	10,59	1 406	5 837	467	6,51	8	1,6	6,96	201	5,6	16,4
300 × 62	62,4	300	79,5	8,0	281	9,5	300	13 509	901	13,04	986	4 276	285	7,33	5	1,8	8,14	22	15,8	35,1
300 × 76	76,1	300	97,0	8,0	275	12,5	300	16 894	1 126	13,20	1 229	5 626	375	7,62	5	1,7	8,27	44	12,0	34,4
300 × 95	95,3	300	121,5	9,5	268	16,0	300	20 902	1 393	13,12	1 534	7 202	480	7,70	6	1,7	8,30	90	9,4	28,2
300 × 102	101,7	300	129,5	12,5	268	16,0	300	21 383	1 426	12,85	1 588	7 204	480	7,46	6	1,7	8,20	99	9,4	21,4
300 × 109	109,0	300	138,9	9,5	262	19,0	300	23 962	1 597	13,13	1 765	8 552	570	7,85	6	1,7	8,36	145	7,9	27,6
300 × 115	115,2	300	146,8	12,5	262	19,0	300	24 412	1 627	12,90	1 816	8 554	570	7,63	6	1,7	8,27	154	7,9	21,0
300 × 122	122,4	300	155,9	16,0	262	19,0	300	24 936	1 662	12,65	1 876	8 559	571	7,41	8	1,7	8,17	173	7,9	16,4
300 × 131	130,5	300	166,3	12,5	255	22,4	300	27 680	1 845	12,90	2 069	10 084	672	7,79	8	1,7	8,34	241	6,7	20,4
300 × 138	137,6	300	175,2	16,0	255	22,4	300	28 165	1 878	12,68	2 126	10 089	673	7,59	8	1,7	8,25	260	6,7	16,0
300 × 149	149,1	300	190,0	16,0	250	25,0	300	30 521	2 035	12,67	2 313	11 259	751	7,70	8	1,6	8,30	347	6,0	15,6

(Continua)

Tabela A8.1 Série CS para Colunas (*Continuação*)

Perfil CS	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_f	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b	cm	cm ⁴	cm ⁴		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm					
350 × 93	92,9	350	118,4	9,5	325	12,5	350	27 646	1 580	15,28	1 727	8 935	511	8,69	5	1,8	9,56	55	14,0	34,2
350 × 112	111,6	350	142,2	9,5	318	16,0	350	33 805	1 932	15,42	2 111	11 436	653	8,97	6	1,7	9,68	105	10,9	33,5
350 × 119	119,1	350	151,8	12,5	318	16,0	350	34 609	1 978	15,10	2 186	11 439	654	8,68	6	1,7	9,55	116	10,9	25,4
350 × 128	127,7	350	162,6	9,5	312	19,0	350	38 873	2 221	15,46	2 432	13 579	776	9,14	6	1,7	9,75	169	9,2	32,8
350 × 135	135,0	350	172,0	12,5	312	19,0	350	39 633	2 265	15,18	2 505	13 582	776	8,89	6	1,7	9,64	180	9,2	25,0
350 × 144	143,6	350	182,9	16,0	312	19,0	350	40 519	2 315	14,88	2 591	13 588	776	8,62	8	1,7	9,53	203	9,2	19,5
350 × 153	153,0	350	195,0	12,5	305	22,4	350	45 097	2 577	15,21	2 859	16 012	915	9,06	8	1,7	9,72	282	7,8	24,4
350 × 161	161,4	350	205,6	16,0	305	22,4	350	45 926	2 624	14,94	2 941	16 017	915	8,83	8	1,7	9,62	304	7,8	19,1
350 × 175	175,1	350	223,0	16,0	300	25,0	350	49 902	2 852	14,96	3 204	17 875	1 021	8,95	8	1,7	9,67	406	7,0	18,8
350 × 182	182,1	350	232,0	19,0	300	25,0	350	50 577	2 890	14,76	3 271	17 882	1 022	8,78	10	1,7	9,60	433	7,0	15,8
350 × 216	215,9	350	275,0	19,0	287	31,5	350	59 845	3 420	14,75	3 903	22 526	1 287	9,05	10	1,6	9,71	795	5,6	15,1
400 × 106	106,5	400	135,6	9,5	375	12,5	400	41 727	2 086	17,54	2 271	13 336	667	9,92	5	1,8	10,92	63	16,0	39,5
400 × 128	127,9	400	163,0	9,5	368	16,0	400	51 159	2 558	17,72	2 779	17 069	853	10,23	6	1,7	11,05	120	12,5	38,7
400 × 137	136,6	400	174,0	12,5	368	16,0	400	52 404	2 620	17,35	2 881	17 073	854	9,91	6	1,8	10,91	133	12,5	29,4
400 × 146	146,3	400	186,4	9,5	362	19,0	400	58 962	2 948	17,79	3 207	20 269	1 013	10,43	6	1,7	11,13	193	10,5	38,1
400 × 155	154,8	400	197,3	12,5	362	19,0	400	60 148	3 007	17,46	3 305	20 273	1 014	10,14	6	1,7	11,01	206	10,5	29,0
400 × 165	164,8	400	209,9	16,0	362	19,0	400	61 532	3 077	17,12	3 420	20 279	1 014	9,83	8	1,7	10,88	232	10,5	22,6
400 × 176	175,5	400	223,6	12,5	355	22,4	400	68 620	3 431	17,52	3 778	23 899	1 195	10,34	8	1,7	11,10	323	8,9	28,4
400 × 185	185,3	400	236,0	16,0	355	22,4	400	69 927	3 496	17,21	3 888	23 905	1 195	10,06	8	1,7	10,98	348	8,9	22,2
400 × 201	201,0	400	256,0	16,0	350	25,0	400	76 133	3 807	17,25	4 240	26 679	1 334	10,21	8	1,7	11,04	464	8,0	21,9
400 × 209	209,2	400	266,5	19,0	350	25,0	400	77 205	3 860	17,02	4 332	26 687	1 334	10,01	10	1,7	10,96	497	8,0	18,4
400 × 248	248,1	400	316,0	19,0	337	31,5	400	91 817	4 591	17,05	5 183	33 619	1 681	10,31	10	1,7	11,09	911	6,3	17,7
450 × 154	154,1	450	196,3	12,5	418	16,0	450	75 447	3 353	19,61	3 671	24 307	1 080	11,13	6	1,8	12,27	150	14,1	33,4
450 × 175	174,7	450	222,5	12,5	412	19,0	450	86 749	3 856	19,75	4 216	28 863	1 283	11,39	8	1,7	12,38	233	11,8	33,0
450 × 186	186,0	450	236,9	16,0	412	19,0	450	88 789	3 946	19,36	4 364	28 870	1 283	11,04	8	1,8	12,23	262	11,8	25,8
450 × 198	198,0	450	252,3	12,5	405	22,4	450	99 167	4 407	19,83	4 823	34 027	1 512	11,61	8	1,7	12,48	364	10,0	32,4
450 × 209	209,1	450	266,4	16,0	405	22,4	450	101 107	4 494	19,48	4 967	34 034	1 513	11,30	8	1,7	12,35	393	10,0	25,3
450 × 227	226,9	450	289,0	16,0	400	25,0	450	110 252	4 900	19,53	5 421	37 982	1 688	11,46	8	1,7	12,42	523	9,0	25,0
450 × 236	236,3	450	301,0	19,0	400	25,0	450	111 852	4 971	19,28	5 541	37 992	1 689	11,23	10	1,7	12,32	560	9,0	21,1
450 × 280	280,3	450	357,0	19,0	387	31,5	450	133 544	5 935	19,34	6 644	47 863	2 127	11,58	10	1,7	12,46	1 026	7,1	20,4
450 × 291	290,6	450	370,2	22,4	387	31,5	450	135 186	6 008	19,11	6 771	47 877	2 128	11,37	13	1,7	12,38	1 083	7,1	17,3
450 × 321	320,9	450	408,8	19,0	375	37,5	450	152 314	6 770	19,30	7 629	56 975	2 532	11,81	10	1,6	12,56	1 668	6,0	19,7
450 × 331	330,9	450	421,5	22,4	375	37,5	450	153 809	6 836	19,10	7 748	56 988	2 533	11,63	13	1,6	12,48	1 723	6,0	16,7

(*Continua*)

Tabela A8.1 Série CS para Colunas (*Continuação*)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
				t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y						
CS	m	h	A	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm	cm	cm ⁴			
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm	cm	cm ⁴			
500 × 172	171,5	500	218,5	12,5	468	16,0	500	104 414	4 177	21,86	4 556	33 341	1 334	12,35	6	1,8	13,63	167	15,6	37,4
500 × 194	194,5	500	247,8	12,5	462	19,0	500	120 226	4 809	22,03	5 237	39 591	1 584	12,64	8	1,7	13,75	259	13,2	37,0
500 × 207	207,2	500	263,9	16,0	462	19,0	500	123 102	4 924	21,60	5 423	39 599	1 584	12,25	8	1,8	13,58	292	13,2	28,9
500 × 221	220,5	500	280,9	12,5	455	22,4	500	137 656	5 506	22,14	5 997	46 674	1 867	12,89	8	1,7	13,86	404	11,2	36,4
500 × 233	233,0	500	296,8	16,0	455	22,4	500	140 407	5 616	21,75	6 178	46 682	1 867	12,54	8	1,7	13,71	437	11,2	28,5
500 × 253	252,8	500	322,0	16,0	450	25,0	500	153 296	6 132	21,82	6 748	52 099	2 084	12,72	8	1,7	13,79	582	10,0	28,1
500 × 263	263,4	500	335,5	19,0	450	25,0	500	155 574	6 223	21,53	6 899	52 109	2 084	12,46	10	1,7	13,68	624	10,0	23,7
500 × 312	312,5	500	398,0	19,0	437	31,5	500	186 324	7 453	21,64	8 286	65 650	2 626	12,84	10	1,7	13,84	1 142	7,9	23,0
500 × 324	324,1	500	412,9	22,4	437	31,5	500	188 689	7 548	21,38	8 448	65 666	2 627	12,61	13	1,7	13,74	1 206	7,9	19,5
500 × 333	333,0	500	424,3	25,0	437	31,5	500	190 497	7 620	21,19	8 572	65 682	2 627	12,44	13	1,7	13,67	1 269	7,9	17,5
500 × 369	369,1	500	470,2	22,4	425	37,5	500	215 306	8 612	21,40	9 683	78 165	3 127	12,89	13	1,7	13,86	1 917	6,7	19,0
500 × 378	377,8	500	481,3	25,0	425	37,5	500	216 969	8 679	21,23	9 801	78 180	3 127	12,75	13	1,7	13,80	1 979	6,7	17,0
550 × 228	228,4	550	290,9	16,0	512	19,0	550	165 283	6 010	23,84	6 598	52 703	1 916	13,46	8	1,8	14,93	321	14,5	32,0
550 × 257	256,9	550	327,2	16,0	505	22,4	550	188 766	6 864	24,02	7 521	62 131	2 259	13,78	8	1,7	15,07	481	12,3	31,6
550 × 279	278,7	550	355,0	16,0	500	25,0	550	206 302	7 502	24,11	8 219	69 340	2 521	13,98	8	1,7	15,16	641	11,0	31,3
550 × 290	290,4	550	370,0	19,0	500	25,0	550	209 427	7 616	23,79	8 406	69 351	2 522	13,69	10	1,7	15,04	687	11,0	26,3
550 × 345	344,6	550	439,0	19,0	487	31,5	550	251 459	9 144	23,93	10 110	87 375	3 177	14,11	10	1,7	15,21	1 257	8,7	25,6
550 × 358	357,6	550	455,6	22,4	487	31,5	550	254 731	9 263	23,65	10 311	87 392	3 178	13,85	13	1,7	15,10	1 329	8,7	21,7
550 × 368	367,6	550	468,3	25,0	487	31,5	550	257 234	9 354	23,44	10 465	87 410	3 179	13,66	13	1,7	15,02	1 400	8,7	19,5
550 × 395	394,7	550	502,8	19,0	475	37,5	550	288 317	10 484	23,95	11 642	104 012	3 782	14,38	10	1,7	15,33	2 042	7,3	25,0
550 × 407	407,3	550	518,9	22,4	475	37,5	550	291 353	10 595	23,70	11 834	104 029	3 783	14,16	13	1,7	15,24	2 112	7,3	21,2
550 × 417	417,0	550	531,3	25,0	475	37,5	550	293 675	10 679	23,51	11 980	104 046	3 783	13,99	13	1,7	15,17	2 181	7,3	19,0
550 × 441	441,3	550	562,1	31,5	475	37,5	550	299 480	10 890	23,08	12 347	104 108	3 786	13,61	16	1,7	15,00	2 428	7,3	15,1
550 × 502	502,3	550	639,9	31,5	460	45,0	550	341 979	12 436	23,12	14 165	124 901	4 542	13,97	16	1,7	15,15	3 821	6,1	14,6

(*Continua*)

Tabela A8.1 Série CS para Colunas (*Continuação*)

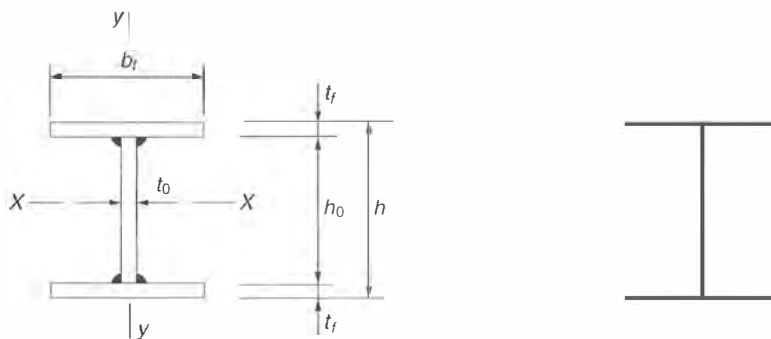
Perfil CS	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_f	J	$b_f/2t_f$	h_f/t_o	
	m	h	A	t_o	h_o	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b	cm	cm ⁴	$b_f/2t_f$			h_f/t_o
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm						
600 × 250	249,6	600	317,9	16,0	562	19,0	600	216 146	7 205	26,07	7 887	68 419	2 281	14,67	8	1,8	16,28	351	15,8	35,1	
600 × 281	280,7	600	357,6	16,0	555	22,4	600	247 125	8 237	26,29	8 996	80 659	2 689	15,02	8	1,8	16,44	525	13,4	34,7	
600 × 305	304,6	600	388,0	16,0	550	25,0	600	270 308	9 010	26,39	9 835	90 019	3 001	15,23	8	1,7	16,53	700	12,0	34,4	
600 × 318	317,5	600	404,5	19,0	550	25,0	600	274 468	9 149	26,05	10 062	90 031	3 001	14,92	10	1,7	16,39	751	12,0	28,9	
600 × 377	376,8	600	480,0	19,0	537	31,5	600	330 248	11 008	26,23	12 114	113 431	3 781	15,37	10	1,7	16,59	1 373	9,5	28,3	
600 × 391	391,2	600	498,3	22,4	537	31,5	600	334 635	11 155	25,91	12 360	113 450	3 782	15,09	13	1,7	16,47	1 451	9,5	24,0	
600 × 402	402,1	600	512,3	25,0	537	31,5	600	337 991	11 266	25,69	12 547	113 470	3 782	14,88	13	1,7	16,38	1 530	9,5	21,5	
600 × 432	431,6	600	549,8	19,0	525	37,5	600	379 396	12 647	26,27	13 965	135 030	4 501	15,67	10	1,7	16,71	2 229	8,0	27,6	
600 × 446	445,6	600	567,6	22,4	525	37,5	600	383 496	12 783	25,99	14 200	135 049	4 502	15,42	13	1,7	16,61	2 306	8,0	23,4	
600 × 456	456,3	600	581,3	25,0	525	37,5	600	386 631	12 888	25,79	14 379	135 068	4 502	15,24	13	1,7	16,54	2 383	8,0	21,0	
600 × 483	483,1	600	615,4	31,5	525	37,5	600	394 469	13 149	25,32	14 827	135 137	4 505	14,82	16	1,7	16,35	2 656	8,0	16,7	
600 × 550	550,0	600	700,7	31,5	510	45,0	600	451 566	15 052	25,39	17 033	162 133	5 404	15,21	16	1,7	16,52	4 176	6,7	16,2	
650 × 305	304,6	650	388,0	16,0	605	22,4	650	316 423	9 736	28,56	10 603	102 547	3 155	16,26	8	1,8	17,80	570	14,5	37,8	
650 × 330	330,5	650	421,0	16,0	600	25,0	650	346 352	10 657	28,68	11 596	114 448	3 521	16,49	8	1,7	17,90	759	13,0	37,5	
650 × 345	344,6	650	439,0	19,0	600	25,0	650	351 752	10 823	28,31	11 866	114 461	3 522	16,15	10	1,8	17,75	814	13,0	31,6	
650 × 395	395,2	650	503,4	16,0	587	31,5	650	418 935	12 890	28,85	14 042	144 198	4 437	16,92	8	1,7	18,09	1 435	10,3	36,7	
650 × 409	409,0	650	521,0	19,0	587	31,5	650	423 991	13 046	28,53	14 300	144 212	4 437	16,64	10	1,7	17,97	1 489	10,3	30,9	
650 × 425	424,7	650	541,0	22,4	587	31,5	650	429 722	13 222	28,18	14 593	144 233	4 438	16,33	13	1,7	17,83	1 574	10,3	26,2	
650 × 437	436,7	650	556,3	25,0	587	31,5	650	434 104	13 357	27,94	14 817	144 255	4 439	16,10	13	1,7	17,73	1 660	10,3	23,5	
650 × 468	468,4	650	596,8	19,0	575	37,5	650	487 894	15 012	28,59	16 500	171 673	5 282	16,96	10	1,7	18,10	2 417	8,7	30,3	
650 × 484	483,8	650	616,3	22,4	575	37,5	650	493 280	15 178	28,29	16 781	171 694	5 283	16,69	13	1,7	17,99	2 501	8,7	25,7	
650 × 496	495,5	650	631,3	25,0	575	37,5	650	497 399	15 305	28,07	16 996	171 715	5 284	16,49	13	1,7	17,90	2 585	8,7	23,0	
650 × 525	524,9	650	668,6	31,5	575	37,5	650	507 697	15 621	27,56	17 533	171 790	5 286	16,03	16	1,7	17,70	2 884	8,7	18,3	
650 × 598	597,7	650	761,4	31,5	560	45,0	650	582 398	17 920	27,66	20 166	206 115	6 342	16,45	16	1,7	17,89	4 532	7,2	17,8	

i_f = raio de giração da seção T, referida ao eixo y-y, correspondente à área do flange comprimido mais 1/6 da área da alma (Eq. 6.14)

J = constante de torção

Ref.: Catálogo da Companhia Siderúrgica Nacional

Tabela A8.2 Perfis Soldados — Série CVS para Vigas e Colunas



Perfil CVS	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
300 × 47	47,5	300	60,5	8,0	281	9,5	200	9 499	633	12,53	710	1 268	127	4,58	5	2,7	5,28	16	10,5	35,1
300 × 57	56,5	300	72,0	8,0	275	12,5	200	11 725	782	12,76	870	1 668	167	4,81	5	2,7	5,39	31	8,0	34,4
300 × 67	67,1	300	85,4	8,0	268	16,0	200	14 202	947	12,89	1 052	2 134	213	5,00	6	2,6	5,48	59	6,3	33,5
300 × 70	70,2	300	89,5	9,5	268	16,0	200	14 442	963	12,71	1 079	2 135	214	4,89	6	2,6	5,43	62	6,3	28,2
300 × 79	79,2	300	100,9	9,5	262	19,0	200	16 449	1 097	12,77	1 231	2 535	254	5,01	6	2,5	5,48	99	5,3	27,6
300 × 85	85,4	300	108,8	12,5	262	19,0	200	16 899	1 127	12,47	1 282	2 538	254	4,83	6	2,6	5,40	109	5,3	21,0
300 × 95	95,4	300	121,5	12,5	255	22,4	200	19 031	1 269	12,52	1 447	2 991	299	4,96	8	2,5	5,46	166	4,5	20,4
300 × 55	54,9	300	70,0	8,0	281	9,5	250	11 504	767	12,82	848	2 475	198	5,95	5	2,2	6,71	19	13,2	35,1
300 × 66	66,3	300	84,5	8,0	275	12,5	250	14 310	954	13,01	1 050	3 256	261	6,21	5	2,1	6,83	37	10,0	34,4
300 × 80	79,6	300	101,4	8,0	268	16,0	250	17 432	1 162	13,11	1 280	4 168	333	6,41	6	2,0	6,91	73	7,8	33,5
300 × 83	82,8	300	105,5	9,5	268	16,0	250	17 672	1 178	12,94	1 307	4 169	333	6,29	6	2,1	6,86	76	7,8	28,2
300 × 94	94,1	300	119,9	9,5	262	19,0	250	20 206	1 347	12,98	1 498	4 950	396	6,43	6	2,0	6,92	122	6,6	27,6
300 × 100	100,3	300	127,8	12,5	262	19,0	250	20 655	1 377	12,72	1 549	4 952	396	6,23	6	2,0	6,83	131	6,6	21,0
300 × 113	113,0	300	143,9	12,5	255	22,4	250	23 355	1 557	12,74	1 758	5 837	467	6,37	8	2,0	6,90	204	5,6	20,4

(Continua)

Tabela A8.2 Perfis Soldados — Série CVS para Vigas e Colunas (*Continuação*)

Perfil CVS	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_y/i_x	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b					
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
350 × 73	73,3	350	93,4	9,5	325	12,5	250	20 524	1 173	14,83	1 306	3 258	261	5,91	5	2,5	6,69	42	10,0	34,2
350 × 87	86,5	350	110,2	9,5	318	16,0	250	24 874	1 421	15,02	1 576	4 169	334	6,15	6	2,4	6,80	77	7,8	33,5
350 × 98	97,8	350	124,6	9,5	312	19,0	250	28 454	1 626	15,11	1 803	4 950	396	6,30	6	2,4	6,87	123	6,6	32,8
350 × 105	105,2	350	134,0	12,5	312	19,0	250	29 213	1 669	14,77	1 876	4 953	396	6,08	6	2,4	6,77	135	6,6	25,0
350 × 118	117,9	350	150,2	12,5	305	22,4	250	33 058	1 889	14,84	2 126	5 838	467	6,24	8	2,4	6,84	207	5,6	24,4
350 × 128	127,6	350	162,5	12,5	300	25,0	250	35 885	2 051	14,86	2 313	6 515	521	6,33	8	2,3	6,88	280	5,0	24,0
350 × 136	135,8	350	173,0	16,0	300	25,0	250	36 673	2 096	14,56	2 391	6 521	522	6,14	8	2,4	6,80	301	5,0	18,8
400 × 87	86,8	400	110,6	9,5	375	12,5	300	32 339	1 617	17,10	1 787	5 628	375	7,13	5	2,4	8,05	50	12,0	39,5
400 × 103	102,8	400	131,0	9,5	368	16,0	300	39 355	1 968	17,34	2 165	7 203	480	7,42	6	2,3	8,18	92	9,4	38,7
400 × 116	116,5	400	148,4	9,5	362	19,0	300	45 161	2 258	17,45	2 483	8 553	570	7,59	6	2,3	8,26	148	7,9	38,1
400 × 125	125,0	400	159,3	12,5	362	19,0	300	46 347	2 317	17,06	2 581	8 556	570	7,33	6	2,3	8,14	161	7,9	29,0
400 × 140	140,4	400	178,8	12,5	355	22,4	300	52 632	2 632	17,16	2 932	10 086	672	7,51	8	2,3	8,22	248	6,7	28,4
400 × 152	152,1	400	193,8	12,5	350	25,0	300	57 279	2 864	17,19	3 195	11 256	750	7,62	8	2,3	8,27	335	6,0	28,0
400 × 162	161,7	400	206,0	16,0	350	25,0	300	58 529	2 926	16,86	3 303	11 262	751	7,39	8	2,3	8,17	360	6,0	21,9
450 × 116	116,4	450	148,3	12,5	418	16,0	300	52 834	2 348	18,88	2 629	7 207	480	6,97	6	2,7	7,97	109	9,4	33,4
450 × 130	129,9	450	165,5	12,5	412	19,0	300	60 261	2 678	19,08	2 987	8 557	570	7,19	6	2,7	8,07	164	7,9	33,0
450 × 141	141,2	450	179,9	16,0	412	19,0	300	62 301	2 769	18,61	3 136	8 564	571	6,90	8	2,7	7,93	193	7,9	25,8
450 × 156	156,4	450	199,2	16,0	405	22,4	300	70 362	3 127	18,79	3 530	10 094	673	7,12	8	2,6	8,04	280	6,7	25,3
450 × 168	168,0	450	214,0	16,0	400	25,0	300	76 346	3 393	18,89	3 828	11 264	751	7,25	8	2,6	8,10	367	6,0	25,0
450 × 177	177,4	450	226,0	19,0	400	25,0	300	77 946	3 464	18,57	3 948	11 273	752	7,06	10	2,6	8,01	404	6,0	21,1
450 × 188	188,1	450	239,6	22,4	400	25,0	300	79 759	3 545	18,25	4 084	11 287	752	6,86	10	2,7	7,91	462	6,0	17,9
450 × 206	206,1	450	262,5	19,0	387	31,5	300	92 088	4 093	18,73	4 666	14 197	946	7,35	10	2,5	8,15	714	4,8	20,4
450 × 216	216,4	450	275,7	22,4	387	31,5	300	93 730	4 166	18,44	4 794	14 211	947	7,18	13	2,6	8,07	770	4,8	17,3

(*Continua*)

Tabela A8.2 Perfis Soldados — Série CVS para Vigas e Colunas (Continuação)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_x/i_y	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
CVS	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
500 × 134	133,8	500,0	170,5	12,5	468	16,0	350	76 293	3 052	21,15	3 395	11 441	654	8,19	6	2,6	9,32	126	10,9	37,4
500 × 150	149,7	500,0	190,8	12,5	462	19,0	350	87 240	3 490	21,39	3 866	13 585	776	8,44	6	2,5	9,44	190	9,2	37,0
500 × 162	162,4	500,0	206,9	16,0	462	19,0	350	90 116	3 605	20,87	4 052	13 593	777	8,11	8	2,6	9,28	223	9,2	28,9
500 × 180	180,3	500,0	229,6	16,0	455	22,4	350	102 058	4 082	21,08	4 573	16 022	916	8,35	8	2,5	9,40	324	7,8	28,5
500 × 194	193,9	500,0	247,0	16,0	450	25,0	350	110 952	4 438	21,19	4 966	17 880	1 022	8,51	8	2,5	9,47	426	7,0	28,1
500 × 204	204,5	500,0	260,5	19,0	450	25,0	350	113 230	4 529	20,85	5 118	17 890	1 022	8,29	10	2,5	9,37	467	7,0	23,7
500 × 217	216,5	500,0	275,8	22,4	450	25,0	350	115 812	4 632	20,49	5 290	17 907	1 023	8,06	10	2,5	9,25	533	7,0	20,1
500 × 238	238,3	500,0	303,5	19,0	437	31,5	350	134 391	5 376	21,04	6 072	22 534	1 288	8,62	10	2,4	9,52	829	5,6	23,0
500 × 250	249,9	500,0	318,4	22,4	437	31,5	350	136 755	5 470	20,72	6 235	22 550	1 289	8,42	13	2,5	9,43	893	5,6	19,5
500 × 259	258,9	500,0	329,8	25,0	437	31,5	350	138 564	5 543	20,50	6 359	22 566	1 290	8,27	13	2,5	9,36	957	5,6	17,5
500 × 281	280,8	500,0	357,7	22,4	425	37,5	350	155 013	6 201	20,82	7 082	26 837	1 534	8,66	13	2,4	9,54	1 390	4,7	19,0
500 × 319	319,4	500,0	406,8	22,4	410	45,0	350	176 429	7 057	20,82	8 108	32 195	1 840	8,90	13	2,3	9,65	2 280	3,9	18,3
550 × 184	183,6	550,0	233,9	16,0	512	19,0	400	125 087	4 549	23,12	5 084	20 284	1 014	9,31	8	2,5	10,63	253	10,5	32,0
550 × 204	204,1	550,0	260,0	16,0	505	22,4	400	141 973	5 163	23,37	5 748	23 911	1 196	9,59	8	2,4	10,77	369	8,9	31,6
550 × 220	219,8	550,0	280,0	16,0	500	25,0	400	154 583	5 621	23,50	6 250	26 684	1 334	9,76	8	2,4	10,85	485	8,0	31,3
550 × 232	231,6	550,0	295,0	19,0	500	25,0	400	157 708	5 735	23,12	6 438	26 695	1 335	9,51	10	2,4	10,73	531	8,0	26,3
550 × 245	244,9	550,0	312,0	22,4	500	25,0	400	161 250	5 864	22,73	6 650	26 713	1 336	9,25	13	2,5	10,60	604	8,0	22,3
550 × 270	270,5	550,0	344,5	19,0	487	31,5	400	187 867	6 832	23,35	7 660	33 628	1 681	9,88	10	2,4	10,90	945	6,3	25,6
550 × 283	283,5	550,0	361,1	22,4	487	31,5	400	191 139	6 951	23,01	7 861	33 646	1 682	9,65	13	2,4	10,79	1 016	6,3	21,7
550 × 293	293,4	550,0	373,8	25,0	487	31,5	400	193 642	7 042	22,76	8 015	33 663	1 683	9,49	13	2,4	10,72	1 087	6,3	19,5
550 × 319	319,0	550,0	406,4	22,4	475	37,5	400	217 349	7 904	23,13	8 951	40 044	2 002	9,93	13	2,3	10,92	1 584	5,3	21,2
550 × 329	328,7	550,0	418,8	25,0	475	37,5	400	219 671	7 988	22,90	9 098	40 062	2 003	9,78	13	2,3	10,85	1 654	5,3	19,0
550 × 363	363,5	550,0	463,0	22,4	460	45,0	400	248 299	9 029	23,16	10 275	48 043	2 402	10,19	13	2,3	11,03	2 602	4,4	20,5
550 × 373	372,9	550,0	475,0	25,0	460	45,0	400	250 408	9 106	22,96	10 413	48 060	2 403	10,06	13	2,3	10,98	2 670	4,4	18,4

(Continua)

Tabela A8.2 Perfis Soldados — Série CVS para Vigas e Colunas (*Continuação*)

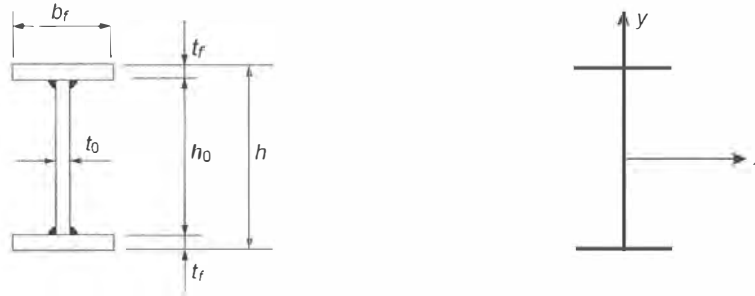
Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo Y-Y			Solda	i_y/i_x	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
				t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y						
CVS	m	h	A	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm	cm	cm ⁴			
	kg/m	mm	cm ²																	
600 × 190	189,9	600,0	241,9	16,0	562	19,0	400	151 986	5 066	25,06	5 679	20 286	1 014	9,16	8	2,7	10,55	260	10,5	35,1
600 × 210	210,4	600,0	268,0	16,0	555	22,4	400	172 356	5 745	25,36	6 408	23 912	1 196	9,45	8	2,7	10,70	376	8,9	34,7
600 × 226	226,1	600,0	288,0	16,0	550	25,0	400	187 600	6 253	25,52	6 960	26 685	1 334	9,63	8	2,7	10,78	492	8,0	34,4
600 × 239	239,0	600,0	304,5	19,0	550	25,0	400	191 759	6 392	25,09	7 187	26 698	1 335	9,36	10	2,7	10,66	542	8,0	28,9
600 × 278	277,9	600,0	354,0	19,0	537	31,5	400	228 338	7 611	25,40	8 533	33 631	1 682	9,75	10	2,6	10,84	956	6,3	28,3
600 × 292	292,2	600,0	372,3	22,4	537	31,5	400	232 726	7 758	25,00	8 778	33 650	1 683	9,51	13	2,6	10,73	1 035	6,3	24,0
600 × 328	327,8	600,0	417,6	22,4	525	37,5	400	264 668	8 822	25,18	9 981	40 049	2 002	9,79	13	2,6	10,86	1 603	5,3	23,4
600 × 339	338,5	600,0	431,3	25,0	525	37,5	400	267 803	8 927	24,92	10 160	40 068	2 003	9,64	13	2,6	10,79	1 680	5,3	21,0
600 × 372	372,3	600,0	474,2	22,4	510	45,0	400	302 592	10 086	25,26	11 447	48 048	2 402	10,07	13	2,5	10,98	2 621	4,4	28,8
600 × 412	412,1	600,0	525,0	25,0	500	50,0	400	329 375	10 979	25,05	12 563	53 398	2 670	10,09	13	2,5	10,99	3 594	4,0	20,0
650 × 211	211,1	650,0	268,9	16,0	612	19,0	450	200 828	6 179	27,33	6 893	28 877	1 283	10,36	8	2,6	11,90	289	11,8	38,3
650 × 234	234,3	650,0	298,4	16,0	605	22,4	450	228 156	7 020	27,65	7 791	34 041	1 513	10,68	8	2,6	12,06	420	10,0	37,8
650 × 252	252,0	650,0	321,0	16,0	600	25,0	450	248 644	7 651	27,83	8 471	37 989	1 688	10,88	8	2,6	12,15	551	9,0	37,5
650 × 266	266,1	650,0	339,0	19,0	600	25,0	450	254 044	7 817	27,38	8 741	38 003	1 689	10,59	10	2,6	12,02	606	9,0	31,6
650 × 282	282,1	650,0	359,4	22,4	600	25,0	450	260 164	8 005	26,91	9 047	38 025	1 690	10,29	13	2,6	11,86	694	9,0	26,8
650 × 310	310,1	650,0	395,0	19,0	587	31,5	450	303 386	9 335	27,71	10 404	47 874	2 128	11,01	10	2,5	12,21	1 072	7,1	30,9
650 × 326	325,8	650,0	415,0	22,4	587	31,5	450	309 117	9 511	27,29	10 697	47 896	2 129	10,74	13	2,5	12,09	1 158	7,1	26,2
650 × 351	350,7	650,0	446,8	19,0	575	37,5	450	347 034	10 678	27,87	11 906	56 986	2 533	11,29	10	2,5	12,34	1 713	6,0	30,3
650 × 366	366,0	650,0	466,3	22,4	575	37,5	450	352 421	10 844	27,49	12 187	57 007	2 534	11,06	13	2,5	12,24	1 797	6,0	25,7
650 × 416	416,4	650,0	530,4	22,4	560	45,0	450	404 065	12 433	27,60	14 007	68 396	3 040	11,36	13	2,4	12,37	2 944	5,0	25,0
650 × 461	416,2	650,0	587,5	25,0	550	50,0	450	440 599	13 557	27,39	15 391	76 009	3 378	11,37	13	2,4	12,38	4 036	4,5	22,0

i_T = raio de giração da seção T, referida ao eixo y-y, correspondente à área do flange comprimido mais 1/6 da área da alma [Eq. (6.14)]

J = constante de torção

Ref.: Catálogo da Companhia Siderúrgica Nacional

Tabela A8.3 Perfis Soldados — Série VS para Vigas



Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo X-Y			Solda	i/i_y	i_r	J		
VS	m	h	A	t_o	h_o	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b				$b_f/2t_f$	h_o/t_o
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
400 × 49	48,7	400	62,0	6,3	381	9,5	200	17 393	870	16,75	971	1 267	127	4,52	5	3,7	5,25	15	10,5	60,5
400 × 58	57,8	400	73,6	6,3	375	12,5	200	21 545	1 077	17,11	1 190	1 667	167	4,76	5	3,6	5,37	29	8,0	59,5
400 × 68	68,4	400	87,2	6,3	368	16,0	200	26 223	1 311	17,34	1 442	2 134	213	4,95	6	3,5	5,45	58	6,3	58,4
400 × 78	77,6	400	98,8	6,3	362	19,0	200	30 094	1 505	17,45	1 654	2 534	253	5,06	6	3,4	5,50	94	5,3	57,5
450 × 51	51,1	450	65,2	6,3	431	9,5	200	22 640	1 006	18,64	1 130	1 268	127	4,41	5	4,2	5,19	15	10,5	68,4
450 × 60	60,3	450	76,8	6,3	425	12,5	200	27 962	1 243	19,08	1 378	1 668	167	4,66	5	4,1	5,32	30	8,0	67,5
450 × 71	70,9	450	90,3	6,3	418	16,0	200	33 985	1 510	19,40	1 664	2 134	213	4,86	6	4,0	5,41	58	6,3	66,3
450 × 80	80,0	450	102,0	6,3	412	19,0	200	38 989	1 733	19,56	1 905	2 534	253	4,99	6	3,9	5,47	95	5,3	65,4
500 × 61	61,1	500	77,8	6,3	481	9,5	250	34 416	1 377	21,03	1 529	2 475	198	5,64	5	3,7	6,55	18	13,2	76,3
500 × 73	72,6	500	92,4	6,3	475	12,5	250	42 768	1 711	21,51	1 879	3 256	260	5,94	5	3,6	6,70	37	10,0	75,4
500 × 86	85,9	500	109,5	6,3	468	16,0	250	52 250	2 090	21,85	2 281	4 168	333	6,17	6	3,5	6,81	72	7,8	74,3
500 × 97	97,4	500	124,1	6,3	462	19,0	250	60 154	2 406	22,02	2 621	4 949	396	6,31	6	3,5	6,87	118	6,6	73,3

(Continua)

Tabela A8.3 Perfis Soldados — Série VS para Vigas (*Continuação*)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo X-Y			Solda	i/J_v	i_f	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b	cm	cm	cm ⁴		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm					
550 × 64	63,5	550	81,0	6,3	531	9,5	250	42 556	1 547	22,93	1 728	2 475	198	5,53	5	4,1	6,49	19	13,2	84,3
550 × 75	75,0	550	95,6	6,3	525	12,5	250	52 747	1 918	23,49	2 114	3 256	261	5,84	5	4,0	6,65	37	10,0	83,3
550 × 88	88,4	550	112,6	6,3	518	16,0	250	64 345	2 340	23,90	2 559	4 168	333	6,08	6	3,9	6,77	73	7,8	82,2
550 × 100	99,9	550	127,3	6,3	512	19,0	250	74 041	2 692	24,12	2 935	4 949	396	6,24	6	3,9	6,84	119	6,6	81,3
600 × 95	95,0	600	121,0	8,0	575	12,5	300	77 401	2 580	25,29	2 864	5 627	375	6,82	5	3,7	7,89	49	12,0	71,9
600 × 111	111,0	600	141,4	8,0	568	16,0	300	94 091	3 136	25,79	3 448	7 202	480	7,14	6	3,6	8,05	92	9,4	71,0
600 × 125	124,8	600	159,0	8,0	562	19,0	300	108 073	3 602	26,07	3 943	8 552	570	7,33	6	3,6	8,14	147	7,9	70,3
600 × 140	140,4	600	178,8	8,0	555	22,4	300	123 562	4 119	26,29	4 498	10 082	672	7,51	8	3,5	8,22	234	6,7	69,4
600 × 152	152,3	600	194,0	8,0	550	25,0	300	135 154	4 505	26,39	4 918	11 252	750	7,62	8	3,5	8,27	322	6,0	68,8
650 × 98	98,1	650	125,0	8,0	625	12,5	300	92 487	2 846	27,20	3 172	5 628	375	6,71	5	4,1	7,83	50	12,0	78,1
650 × 114	114,2	650	145,4	8,0	618	16,0	300	112 225	3 453	27,78	3 807	7 203	480	7,04	6	3,9	8,00	92	9,4	77,3
650 × 128	127,9	650	163,0	8,0	612	19,0	300	128 792	3 963	28,11	4 346	8 553	570	7,24	6	3,9	8,10	148	7,9	76,5
650 × 144	143,5	650	182,8	8,0	605	22,4	300	147 178	4 529	28,37	4 950	10 083	672	7,43	8	3,8	8,18	235	6,7	75,7
650 × 155	155,4	650	198,0	8,0	600	25,0	300	160 963	4 953	28,51	5 408	11 253	750	7,54	8	3,8	8,23	323	6,0	75,0
700 × 105	105,2	700	134,0	8,0	675	12,5	320	115 045	3 287	29,30	3 661	6 830	427	7,14	5	4,1	8,35	53	12,8	84,4
700 × 122	122,3	700	155,8	8,0	668	16,0	320	139 665	3 990	29,94	4 395	8 741	546	7,49	6	4,0	8,53	99	10,0	83,5
700 × 137	137,0	700	174,6	8,0	662	19,0	320	160 361	4 582	30,31	5 017	10 379	649	7,71	6	3,9	8,63	158	8,4	82,8
700 × 154	153,7	700	195,8	8,0	655	22,4	320	183 368	5 239	30,60	5 716	12 236	765	7,91	8	3,9	8,72	251	7,1	81,9
700 × 166	166,4	700	212,0	8,0	650	25,0	320	200 642	5 733	30,76	6 245	13 656	854	8,03	8	3,8	8,77	344	6,4	81,3
750 × 108	108,3	750	138,0	8,0	725	12,5	320	134 197	3 579	31,18	4 001	6 830	427	7,03	5	4,4	8,29	54	12,8	90,6
750 × 125	125,5	750	159,8	8,0	718	16,0	320	162 620	4 337	31,90	4 789	8 741	546	7,40	6	4,3	8,48	100	10,0	89,8
750 × 140	140,2	750	178,6	8,0	712	19,0	320	186 545	4 975	32,32	5 458	10 380	649	7,62	6	4,2	8,59	158	8,4	89,0
750 × 157	156,8	750	199,8	8,0	705	22,4	320	213 178	5 685	32,67	6 210	12 236	765	7,83	8	4,2	8,69	252	7,1	88,2
750 × 170	169,6	750	216,0	8,0	700	25,0	320	233 200	6 219	32,86	6 780	13 656	854	7,95	8	4,1	8,74	345	6,4	87,5
800 × 111	111,5	800	142,0	8,0	775	12,5	320	155 074	3 877	33,05	4 351	6 830	427	6,94	5	4,8	8,23	55	12,8	96,9
800 × 129	128,6	800	163,8	8,0	768	16,0	320	187 573	4 689	33,84	5 194	8 741	546	7,30	6	4,6	8,43	100	10,0	96,0
800 × 143	143,3	800	182,6	8,0	762	19,0	320	214 961	5 374	34,31	5 910	10 380	649	7,54	6	4,6	8,55	159	8,4	95,3
800 × 160	160,0	800	203,8	8,0	755	22,4	320	245 485	6 137	34,71	6 714	12 237	765	7,75	8	4,5	8,65	253	7,1	94,4
800 × 173	172,7	800	220,0	8,0	750	25,0	320	268 458	6 711	34,93	7 325	13 657	854	7,88	8	4,4	8,71	346	6,4	93,8

(Continua)

Tabela A8.3 Perfis Soldados — Série VS para Vigas (*Continuação*)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo X-Y			Solda	i_x/i_y	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	J_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
850 × 120	120,5	850	153,5	8,0	825	12,5	350	190 878	4 491	35,26	5 025	8 936	511	7,63	5	4,6	9,03	60	14,0	103,1
850 × 139	139,3	850	177,4	8,0	818	16,0	350	231 269	5 442	36,10	6 009	11 437	654	8,03	6	4,5	9,24	110	10,9	102,3
850 × 155	155,4	850	198,0	8,0	812	19,0	350	265 344	6 243	36,61	6 845	13 581	776	8,28	6	4,4	9,37	174	9,2	101,5
850 × 174	173,7	850	221,2	8,0	805	22,4	350	303 358	7 138	37,03	7 785	16 010	915	8,51	8	4,4	9,48	276	7,8	100,7
850 × 188	187,6	850	239,0	8,0	800	25,0	350	331 998	7 812	37,27	8 499	17 868	1 021	8,65	8	4,3	9,54	378	7,0	100,0
900 × 124	123,6	900	157,5	8,0	875	12,5	350	216 973	4 822	37,12	5 414	8 936	511	7,53	5	4,9	8,98	61	14,0	109,4
900 × 142	142,4	900	181,4	8,0	868	16,0	350	262 430	5 832	38,03	6 457	11 437	654	7,94	6	4,8	9,20	110	10,9	108,5
900 × 159	158,5	900	202,0	8,0	862	19,0	350	300 814	6 685	38,59	7 345	13 581	776	8,20	6	4,7	9,33	175	9,2	107,8
900 × 177	176,8	900	225,2	8,0	855	22,4	350	343 674	7 637	39,06	8 343	16 010	915	8,43	8	4,6	9,44	277	7,8	106,9
900 × 191	190,8	900	243,0	8,0	850	25,0	350	375 994	8 355	39,34	9 101	17 868	1 021	8,58	8	4,6	9,51	379	7,0	106,3
950 × 127	126,8	950	161,5	8,0	925	12,5	350	245 036	5 159	38,95	5 813	8 936	511	7,44	5	5,2	8,92	61	14,0	115,6
950 × 146	145,6	950	185,4	8,0	918	16,0	350	295 858	6 229	39,94	6 916	11 437	654	7,85	6	5,1	9,15	111	10,9	114,8
950 × 162	161,7	950	206,0	8,0	912	19,0	350	338 808	7 133	40,56	7 855	13 581	776	8,12	6	5,0	9,29	176	9,2	114,0
950 × 180	179,9	950	229,2	8,0	905	22,4	350	386 806	8 143	41,08	8 911	16 011	915	8,36	8	4,9	9,41	278	7,8	113,2
950 × 194	193,9	950	247,0	8,0	900	25,0	350	423 027	8 906	41,38	9 714	17 868	1 021	8,51	8	4,9	9,47	380	7,0	112,5
1000 × 140	139,7	1000	178,0	8,0	975	12,5	400	305 593	6 112	41,43	6 839	13 337	667	8,66	5	4,8	10,29	69	16,0	121,9
1000 × 161	161,3	1000	205,4	8,0	968	16,0	400	370 339	7 407	42,46	8 172	17 071	854	9,12	6	4,7	10,53	126	12,5	121,0
1000 × 180	179,7	1000	229,0	8,0	962	19,0	400	425 095	8 502	43,09	9 306	20 271	1 014	9,41	6	4,6	10,68	199	10,5	120,3
1000 × 201	200,7	1000	255,6	8,0	955	22,4	400	486 331	9 727	43,62	10 584	23 897	1 195	9,57	8	4,5	10,80	316	8,9	119,4
1000 × 217	216,7	1000	276,0	8,0	950	25,0	400	532 575	10 652	43,93	11 555	26 671	1 334	9,83	8	4,5	10,88	433	8,0	118,8
1100 × 159	158,7	1100	202,1	9,5	1075	12,5	400	394 026	7 164	44,15	8 182	13 341	667	8,12	5	5,4	9,97	83	16,0	113,2
1100 × 180	180,1	1100	229,5	9,5	1068	16,0	400	472 485	8 591	45,38	9 647	17 074	854	8,63	6	5,3	10,27	140	12,5	112,4
1100 × 199	198,5	1100	252,9	9,5	1062	19,0	400	538 922	9 799	46,16	10 894	20 274	1 014	8,95	6	5,2	10,45	213	10,5	111,8
1100 × 219	219,4	1100	279,4	9,5	1055	22,4	400	613 316	11 151	46,85	12 300	23 901	1 195	9,25	8	5,1	10,60	330	8,9	111,1
1100 × 235	235,3	1100	299,8	9,5	1050	25,0	400	669 562	12 174	47,26	13 368	26 674	1 334	9,43	8	5,0	10,69	447	8,0	110,5

(Continua)

Tabela A8.3 Perfis Soldados — Série VS para Vigas (*Continuação*)

Perfil	Massa	Alt.	Área	Alma		Mesa		Eixo X-X				Eixo X-Y			Solda	i_y/i_x	i_T	J	$b_f/2t_f$	h_0/t_0
	m	h	A	t_0	h_0	t_f	b_f	I_x	W_x	i_x	Z_x	I_y	W_y	i_y	b		cm	cm ⁴		
VS	kg/m	mm	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	mm		cm	cm ⁴		
1200 × 200	200,1	1200	255,0	9,5	1168	16,0	450	630 844	10 514	49,74	11 765	24 308	1 080	9,76	6	5,1	11,59	156	14,1	122,9
1200 × 221	220,9	1200	281,4	9,5	1162	19,0	450	720 523	12 009	50,60	13 304	28 865	1 283	10,13	6	5,0	11,78	239	11,8	122,3
1200 × 244	244,4	1200	311,3	9,5	1155	22,4	450	821 045	13 684	51,35	15 040	34 028	1 512	10,45	8	4,9	11,95	370	10,0	121,6
1200 × 262	262,4	1200	334,3	9,5	1150	25,0	450	897 121	14 952	51,81	16 360	37 977	1 688	10,66	8	4,9	12,05	502	9,0	121,1
1200 × 307	307,3	1200	391,5	9,5	1137	31,5	450	1084 322	18 072	52,63	19 634	47 849	2 127	11,06	8	4,8	12,24	970	7,1	119,7
1300 × 237	237,5	1300	302,5	12,5	1268	16,0	450	805 914	12 399	51,62	14 269	24 321	1 081	8,97	6	5,8	11,11	205	14,1	101,4
1300 × 258	258,1	1300	328,8	12,5	1262	19,0	450	910 929	14 014	52,64	15 930	28 877	1 283	9,37	6	5,6	11,36	288	11,8	101,0
1300 × 281	281,4	1300	358,5	12,5	1255	22,4	450	1028 744	15 827	53,57	17 802	34 040	1 513	9,74	8	5,5	11,58	419	10,0	100,4
1300 × 299	299,3	1300	381,3	12,5	1250	25,0	450	1117 982	17 200	54,15	19 227	37 989	1 688	9,98	8	5,4	11,71	550	9,0	100,0
1300 × 344	343,9	1300	438,1	12,5	1237	31,5	450	1337 847	20 852	55,26	22 763	47 861	2 127	10,45	8	5,3	11,95	1 018	7,1	99,0
1400 × 260	259,8	1400	331,0	12,5	1368	16,0	500	1032 894	14 756	55,86	16 920	33 356	1 334	10,04	6	5,6	12,39	226	15,6	109,4
1400 × 283	282,8	1400	360,3	12,5	1362	19,0	500	1169 143	16 702	56,97	18 917	39 606	1 584	10,49	6	5,4	12,67	317	13,2	109,0
1400 × 309	308,8	1400	393,4	12,5	1355	22,4	500	1322 113	18 887	57,97	21 168	46 689	1 868	10,89	8	5,3	12,90	463	11,2	108,4
1400 × 329	328,7	1400	418,8	12,5	1350	25,0	500	1438 060	20 544	56,60	22 883	52 105	2 084	11,15	8	5,3	13,04	609	10,0	108,0
1400 × 378	378,5	1400	482,1	12,5	1337	31,5	500	1724 041	24 629	59,80	27 140	65 647	2 626	11,67	8	5,1	13,31	1 129	7,9	107,0
1400 × 424	424,4	1400	540,6	12,5	1325	37,5	500	1983 133	28 330	60,57	31 033	78 147	3 126	12,02	8	5,0	13,48	1 844	6,7	106,0
1400 × 482	481,8	1400	613,6	12,5	1310	45,0	500	2300 464	32 864	61,22	35 850	93 771	3 751	12,36	10	5,0	13,63	3 123	5,6	104,8
1500 × 270	269,6	1500	343,5	12,5	1468	16,0	500	1210 476	16 140	59,36	18 606	33 357	1 334	9,85	6	6,0	12,28	232	15,6	117,4
1500 × 293	292,6	1500	372,8	12,5	1462	19,0	500	1367 419	18 232	60,57	20 749	39 607	1 584	10,31	6	5,9	12,56	324	13,2	117,0
1500 × 319	318,6	1500	405,9	12,5	1455	22,4	500	1543 737	20 583	61,67	23 167	46 690	1 868	10,73	8	5,8	12,80	469	11,2	116,4
1500 × 339	338,5	1500	431,3	12,5	1450	25,0	500	1677 461	22 366	62,37	25 008	52 107	2 084	10,99	8	5,7	12,95	615	10,0	116,0
1500 × 388	388,3	1500	494,6	12,5	1437	31,5	500	2007 598	26 768	63,71	29 582	65 648	2 626	11,52	8	5,5	13,23	1 135	7,9	115,0
1500 × 434	434,2	1500	553,1	12,5	1425	37,5	500	2307 085	30 761	64,58	33 768	78 148	3 126	11,89	8	5,4	13,41	1 851	6,7	114,0
1500 × 492	491,6	1500	626,3	12,5	1410	45,0	500	2674 415	35 659	65,35	38 950	93 773	3 751	12,24	10	5,3	13,57	3 129	5,6	112,8

i_T = raio de giração da seção T, referida ao eixo y-y, correspondente à área do flange comprimido mais 1/6 da área da alma (Eq. 6.14)

J = constante de torção

Ref.: Catálogo da Companhia Siderúrgica Nacional

Tabela A9 | TUBOS CIRCULARES (AÇO ASTM A500)

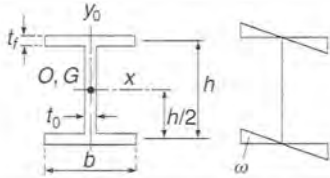
Diâmetro externo (mm)	Espessura (mm)	Massa (kg/m)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)	W (cm ³)	<i>i</i> (cm)
15,87	1,90	0,65	0,83	0,21	0,26	0,50
19,05	2,25	0,93	1,19	0,43	0,45	0,60
22,22	2,25	1,11	1,41	0,71	0,64	0,71
	2,65	1,28	1,63	0,79	0,71	0,70
25,40	2,25	1,28	1,64	1,11	0,87	0,82
	2,65	1,49	1,89	1,24	0,98	0,81
31,80	2,65	1,91	2,43	2,60	1,63	1,03
	3,00	2,13	2,71	2,84	1,79	1,02
38,10	3,00	2,60	3,31	5,13	2,69	1,25
	3,75	3,18	4,05	6,04	3,17	1,22
44,45	3,00	3,07	3,91	8,43	3,79	1,47
	4,25	4,21	5,37	10,96	4,93	1,43
50,80	3,00	3,54	4,51	12,92	5,09	1,69
	4,25	4,88	6,22	16,98	6,68	1,65
63,50	3,75	5,53	7,04	31,54	9,93	2,12
	4,50	6,55	8,34	36,50	11,50	2,09
76,20	4,50	7,96	10,14	65,39	17,16	2,54
	4,75	8,37	10,66	68,34	17,94	2,53
101,60	4,50	10,78	13,73	162,13	31,92	3,44
	4,75	11,35	14,45	169,86	33,44	3,43

Ref.: Catálogo TUPER.

Tabela A10 | FLAMBAGEM DE HASTES

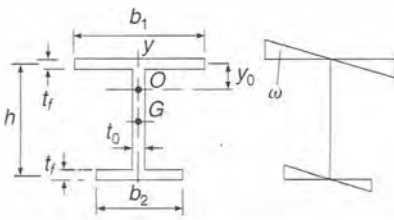
Tabela A10.1 Parâmetros de Flexotorção

O — Centro de torção.
 G — Centro de gravidade.
 J — Momento de inércia à torção pura.
 C_ω — Constantes de empenamento = $\int_A \omega^2 dA$.



$$J = \frac{1}{3} (2bt_f^3 + ht_0^3)$$

$$C_\omega = I_y \frac{h^2}{2} = \frac{t_f b^3 h^2}{24} = \frac{h^2 I_y}{4}$$

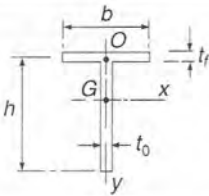


$$y_0 = h \frac{I_{2y}}{I_{1y} + I_{2y}}$$

I_{1y}, I_{2y} = resp. momento de inércia dos flanges 1 e 2 em relação ao eixo Y.

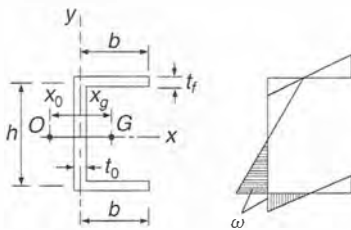
$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (b_1 t_f^3 + b_2 t_f^3 + ht_0^3)$$

$$C_\omega = \frac{t_f h^2}{12} \frac{b_1^3 b_2^3}{b_1^3 + b_2^3}$$



$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (bt_f^3 + ht_0^3)$$

$$C_\omega = \frac{1}{36} \left(\frac{b^3 t_f^3}{4} + h^3 t_0^3 \right) \approx 0 \text{ (t pequeno)}$$



$$x_0 = h \frac{I'_{xy}}{I_x}$$

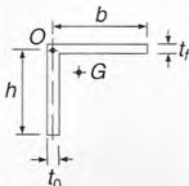
I'_{xy} = produto de inércia da metade da seção (acima do eixo x) em relação aos eixos x, y.

I_x = momento de inércia de toda seção em relação ao eixo x.

$$t_f = t_0 \quad x_0 = \frac{th^2 b^2}{4I_x}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (2bt_f^3 + ht_0^3)$$

$$C_\omega = \frac{h^2}{4} (I_y + A x_g^2 - A x_0 x_g)$$



$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 = \frac{1}{3} (bt_f^3 + ht_0^3)$$

$$C_\omega = \frac{1}{36} (b^3 t_f^3 + h^3 t_0^3) \approx 0 \text{ (t pequeno)}$$

Tabela A11 | SOLDA

Tabela A11.1 Propriedades Geométricas dos Filetes de Solda (Salmon & Johnson. 1990)

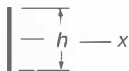
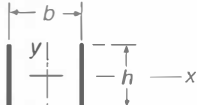
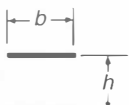
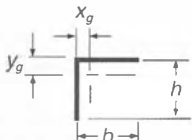
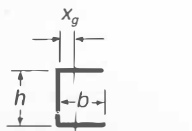
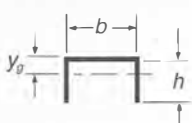
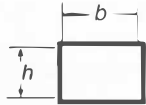
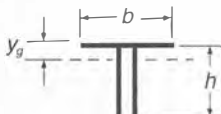
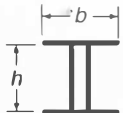
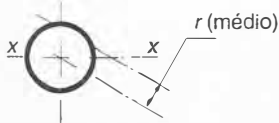
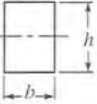
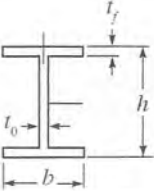
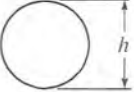
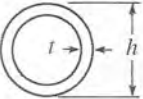
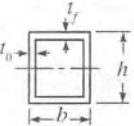
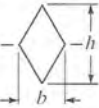
Seções	Módulo resistente $W_x = I_x/y$	Momento de inércia polar $I_p (t = 1)$ em relação ao centro de gravidade
	$\frac{h^2}{6}$	$\frac{h^3}{12}$
	$\frac{h^2}{3}$	$\frac{h(3b^2 + h^2)}{6}$
	$b.h$	$\frac{b(3h^2 + b^2)}{6}$
 $y_g = \frac{h^2}{2(b+h)}$ $x_g = \frac{b^2}{2(b+h)}$	$\frac{4bh + h^2}{6}$	$\frac{(b+h)^4 - 6b^2h^2}{12(b+h)}$
 $x_g = \frac{b^2}{2b+h}$	$bh + \frac{h^2}{6}$	$\frac{8b^3 + 6bh^2 + h^3}{12} - \frac{b^4}{2b+h}$
 $y_g = \frac{h^2}{b+2h}$	$\frac{2bh + h^2}{3}$	$\frac{b^3 + 6b^2h + 8h^3}{12} - \frac{h^4}{2h+b}$
	$bh + \frac{h^2}{3}$	$\frac{(b+h)^3}{6}$
 $y_g = \frac{h^2}{b+2h}$	$\frac{2bh + h^2}{3}$	$\frac{b^3 + 8h^3}{12} - \frac{h^4}{b+2h}$
	$bh + \frac{h^2}{3}$	$\frac{b^3 + 3bh^2 + h^3}{6}$
	πr^2	$2\pi r^3$

Tabela A12 | **MÓDULO PLÁSTICO (Z) E COEFICIENTE DE FORMA (Z/W) DE SEÇÕES DE VIGAS**

Seção	Módulo Plástico Z	Z/W
	$\frac{bh^2}{4}$	1,5
	$(x - x)$ $bt_f(h - t_f) + \frac{t_0}{4} (h - 2t_f)^2$	1,12 (aprox.)
	$(y - y)$ $\frac{b^2 t_f}{2} + \frac{1}{4} (h - 2t_f)t_0^2$	1,55 (aprox.)
	$\frac{h^3}{6}$	1,70
	$\frac{h^3}{6} \left[1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^3 \right]$	$\frac{16}{3\pi} \left[\frac{1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^3}{1 - \left(1 - \frac{2t}{h} \right)^4} \right]$
	$th^2 (t \ll h)$	
	$\frac{bh^2}{4} \left[1 - \left(1 - \frac{2t_0}{b} \right) \left(1 - \frac{2t_f}{h} \right)^2 \right]$	1,12 (aprox.)
	$\frac{bh^2}{12}$	2



Referências Bibliográficas

- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). *Specification for Structural Steel Buildings; Commentary on the Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118:2003. *Projeto de Estruturas de Concreto*. Rio de Janeiro.
- _____. NBR 8800:2008. *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro.
- BALLIO, G.; MAZZOLANI, F.M. *Theory and Design of Steel Structures*. London: Chapman and Hall, 1983.
- BELLEI, I. *Edifícios Industriais em Aço*. 2.^a ed. São Paulo: Pini, 1998.
- BRESLER, B.; LIN, T.Y.; SCALZI, J. *Design of Steel Structures*. 2. ed. New York: John Willey, 1960.
- CHIAVERINI, V. *Aço e Ferros Fundidos*. 7.^a ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metais, 1996.
- CUNHA, A., J.P.; LIMA, N.A., SOUZA, V.C.M. *Acidentes Estruturais na Construção Civil*. São Paulo: Pini, 1996 e 1998, 2 vols.
- DIAS, L. A. M. *Edificações de Aço no Brasil*. São Paulo: Zigurate, 1993.
- EUROCODE 3 – *Calcul des Structures en Acier: Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation (CEN). Bruxelas, 2005.
- EUROCODE 4 – *Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments*. Comité Européen de Normalisation (CEN). Bruxelas, 2005.
- EUROPEAN STEEL DESIGN EDUCATION PROGRAMME (ESDEP). *Composite Structures*. The Steel Construction Institute, 1994. vols. 13 e 14.
- FAKURY, R. “Sobre a revisão da norma brasileira de projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto, a NBR8800”. *Revista da Escola de Minas*, 60(2):233-239, Ouro Preto, 2007.
- GALAMBOS, T. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 5. ed. New York: John Wiley, 1998.
- GERE, J.; TIMOSHENKO, S. *Mecânica dos Sólidos*. Rio de Janeiro: LTC, 1994.
- JOHNSTON, B. G. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*. 3. ed. New York: John Wiley, 1976.
- MEYER, K. F. *Estruturas Metálicas – Pontes Rodoviárias e Ferroviárias*, Nova Lima: K.M. Eng., 1999.
- OWENS, G. W.; KNOWLES, P.; DOWLING, P. J. *Steel Designers Manual*, The Steel Construction Institute. Cambridge, 1992.

- PFEIL, W. *Concreto Armado*. Rio de Janeiro: LTC, 1988. vol. 2.
- _____. *Estruturas de Aço*. 4. ed. Rio de Janeiro: LTC, vols. 1, 2 e 3. 1986.
- _____. _____, Rio de Janeiro: Interciência, 1992. v. 1.
- QUEIROZ, G. *Elementos de Estruturas de Aço*. Belo Horizonte, 1993.
- QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*. Belo Horizonte: O Lutador, 2001.
- REIS, A.; CAMOTIN, D. *Estabilidade Estrutural*. Portugal: McGraw-Hill, 2001.
- ROBERTS, T. M. "Slender plate girders subjected to edge loading", Proc. Institution of Civil Engineers, Part 2, 1981, vol. 71, 805-819.
- SALMON, C.; JOHNSON, J. *Steel Structures. Design and Behavior*, 3. ed. New York: Harper-Collins Publ., 1990.
- SCHNEIDER, J. *Introduction to Safety and Reliability of Structures*. Structural Engineering Document 5, IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering, Suíça: 1997.
- TALL, L. et al. *Structural Steel Design*. 2. ed. New York. The Ronald Press Co., 1974.
- TIMOSHENKO, S.; GERE, J. *Theory of Elastic Stability*. 2. ed. McGraw-Hill, 1961.
- TIMOSHENKO, S.; WOINOWSKY-KRIEGER. *Theory of Plates and Shells*. McGraw-Hill, Book Co., New York, 1959.
- WINTER, G. *Lateral Bracing of Columns and Beams*. Trans. ASCE, vol. 125 part 1: 809-825, 1960.
- WYATT, T. A. *Design Guide on the Vibration of Floors*. SCI Publication 076. Inglaterra: The Steel Construction Institute, 1989.

Índice

A

Aço(s)

- com tratamento térmico. 11
- composição química de alguns. 308
- comum com patamar de escoamento. 269
- constantes físicas do. 307
- de baixa liga
 - propriedades mecânicas de. 10
- estruturais
 - padrão ASTM. 310
 - padronização ABNT. 11. 309
 - soldabilidade de. 92
 - tipos de. 9
- fabricação do. 6
- propriedades dos. 16
 - constantes físicas. 16
 - corrosão. 18
 - ductilidade. 16
 - dureza. 17
 - efeito de temperatura elevada. 17
 - fadiga. 17
 - mecânicas. 25
 - resiliência. 16
 - tenacidade. 16

SAE. 11

- sistemas estruturais em. 25

Aço-concreto

- estruturas mistas. 264
- vigas mistas. 264-296

Aços-carbono. 1. 9

- propriedades mecânicas de. 10

Aços-liga. 1

Alma

- cisalhamento da. 178
- corde da. 243
- das vigas, dimensionamento da. 173
- de pilar, flambagem da. 248
- emenda da. 243
- enrugamento da. 180. 182
- escoamento local da. 181

Alto-forno, esquema de funcionamento do. 6

Análise

- elástica de segunda ordem. 297
- elástica
 - de vigas em regime plástico. 305
- estrutural
 - de pórticos. 297
 - em regime plástico. 297-306
 - método de. 297
- inelástica
 - de primeira ordem. 298
 - de segunda ordem. 298
- linear. 297

Apoios. 240-263

- de colunas. 240
 - em consolo
 - enrijecido. 246
 - soldado ao pilar. 246
 - ligação com cantoneira de. 246
 - móveis com rolos. 250
- #### Área
- da seção transversal líquida efetiva. 52
 - líquida, coeficiente para cálculo. 52
- ### Armaduras transversais na laje. 284
- ### Arranjos treliçados. 135

B

Banzo ou corda. 229

Barras. 19

- chatas laminadas. 313
- com furos. 51
- com gancho. 266
- de cisalhamento. 252
- rosqueadas. 48

Bases de colunas. 251. 252

Bloco, cisalhamento de. 53

C

Cabos. 22

Cálculo, métodos de. 34

Campo de tração. 178

Cantoneira(s)

- abas
 - desiguais. 326
 - iguais. 322
- de alma. 28
- ligação com dupla. 245
- de apoio, ligação com. 246

Cedência. 13

Chanfro. 94

Chapa(s). 19

- aparadas. 20
- de aço. 312
- corrugada. 264
- espaçadoras. 48
- finas. 20
- furação de. 66
- grossas. 20. 312
- resistência das. 73
- universais. 20

Chumbador. 252

Cisalhamento

- da alma, flambagem por. 174
- de bloco. 53
- horizontal, em vigas mistas. 268

provocadas por esforço cortante.

tensões de. 174

simples. 11

ensaio de. 15

Coberturas de edificações industriais. 230

Coefficiente

- de esbelteza, valores limites do. 127
- de forma. 351

Coluna(s)

- bases de. 251. 252
- com diferentes índices de esbelteza
 - comportamento de. 122
- de Euler. 121
- de seção
 - múltipla. 119
 - simples. 119
- emenda de. 240
- sob cargas crescentes
 - comportamento de. 121

Combinações de ações. 40

Compressão transversal, resistência e estabilidade da alma sob. 180

Concreto

- deformações e tensões no. 279
- em compressão. 269
- fluência do. 270
- retração do. 270

Conector(es)

- aços utilizados nos, resistência dos. 69
- combinações de. 74
- de cisalhamento. 264. 265
- diâmetros dos furos de. 51
- dimensionamento dos. 285
- emendas em. 244
- ligações com. 63-89
- longos. 70
- pino com cabeça, resistência dos. 285. 316
- tipos de. 63

Constantes físicas do aço. 16

Construção(ões)

- escoradas. 270
- não escoradas. 270. 284

Contenção lateral das vigas nos apoios. 183

Contraventamento(s)

- de colunas, dimensionamento do. 215
- de edifícios e pontes. 230
- de peça comprimida, rigidez e força no. 217
- sistemas de. 215
- treliçados, edifício com. 30

Cordoalhas. 22

Corrosão. 18

Curva(s)
 de flambagem. 123, 128
 de interação para colunas sujeitas à flexocompressão. 211

D

Deformação(ões). 11
 exageradas. 13
 limitação de. 184
 transversal. 15
 unitárias. 13
 Deslizamento. 267
 em ligações por atrito, resistência ao. 72
 Diagonais. 229
 Dimensões
 máximas dos lados de filetes de solda. 100
 mínimas de filetes de solda. 100
 Disposições construtivas. 66, 243
 Ductilidade. 16

E

Edificação(ões)
 contraventamento de. 230
 estruturas apertadas para. 27
 ligações em. 240
 sistemas de piso para. 31
 treliças usuais de. 229
 Elasticidade. limite de. 15
 Elementos
 bidimensionais. 32
 de liga. 10, 73
 estruturais. 25
 lineares, sistemas de planos de. 26
 tracionados
 do contraventamento, 47
 em estrutura, 47
 Eletrodo(s)
 manual revestido, 90
 tipos de. 92
 Emenda(s)
 axiais soldadas. 103
 de colunas. 240, 241, 243
 de vigas. 240
 soldadas. 243
 Empenamento da seção do
 apoio. 166
 Enrijecedor(es)
 de apoio. 183
 transversais intermediários. 179
 Enrugamento da alma. 180, 182
 Entalhe, soldas de. 96
 Escoamento. 13
 convencional, limite de. 13
 local da alma. 180, 181
 Escória, inclusão de. 93
 Esforço(s)
 cortante, tensões de cisalhamento provocadas por. 174
 de ligação. 241
 solicitantes
 de projeto. 214
 métodos de amplificação dos. 213
 Espaçamento(s)
 dos conectores. 68
 máximo e mínimo. 288

Estabilidade da alma sob compressão transversal. 180
 Estados limites. 35
 de serviço, deslocamentos máximos para. 44
 de utilização. 43, 289
 método dos. 37
 últimos. 37
 Estrutura(s)
 de edifícios. 28
 hiperestáticas. 300
 carregamento de ruptura em. 300
 isostáticas, carregamento de ruptura em. 299

F

Fadiga. 17
 Ferro fundido. 1
 Ferro forjado. 1
 Filete de solda. 99
 Fios. 22
 Flambagem
 comprimento de. 124
 curvas de. 123, 128
 da alma do pilar. 248
 de peças múltiplas. 136
 de placa isolada. 129
 lateral de viga. 166
 local. 119
 critérios para impedir. 130
 de alma devida ao momento fletor. 165
 em vigas. 153
 parâmetro K de. 125
 por cisalhamento da alma. 174
 por flexão. 119, 120, 138
 de coluna. 166
 por torção. 138
 de uma cantoneira. 138

Flexão(ões)
 assimétrica. 172
 local da mesa. 181
 do pilar. 248
 Flexotorção, parâmetros de. 349
 Flexotração e flexocompressão. 205-228
 Fragilidade do aço. 16
 Fratura(s). 92
 Furação de chapas. 66
 Furo(s)
 de conectores, diâmetro dos. 51
 na resistência da seção, influência dos. 162
 tipos de. 67
 Fusão incompleta. 93

G

Gabaritos de furação. 68
 Galpão(ões)
 industriais simples. 32
 Gargantas de solda. 99
 Grelha plana. 26
 Gusset. 48

H

Hooke, lei linear de. 15
 Howe, viga. 230

I

Isolante elétrico. 18

J

Joists. 31

L

Laje
 armaduras transversais na. 284
 comprimida, tensões normais na. 274
 de concreto armado. 264
 fissuras longitudinais na. 271
 largura efetiva da. 274
 viga mista com. 271
 Laminação. 8
 Largura efetiva, conceito. 129
 Ligação(ões)
 apoios. 240-263
 classificação. 65, 241, 242
 com cantoneira de apoio. 246
 com conectores. 63-89
 com dupla cantoneira de alma. 245
 com parafuso(s). 63-89
 com pinos. 248
 com rebites. 77
 com solda. 90-118
 comportamento das. 27
 de alma com mesa de viga. 106
 de barras com pino. 249
 de contraventamento. 240
 do tipo
 apoio. 64
 atrito. 65
 em edificações. 240
 entre vigas. 240
 e coluna. 240
 flexível. 28, 241, 245
 no nó de treliça com chapa gusset. 232
 parafusadas. 78, 231
 rígida. 28, 241, 247, 248
 semirrígida. 241
 cisalhante. 104
 tipos de. 63, 231
 viga-viga. 247
 Limitações de esbeltez das peças tracionadas. 50
 Limite
 de elasticidade. 15
 de escoamento convencional. 13
 de proporcionalidade. 15, 24
 Lingotamento. 7
 Linha(s)
 elástica. 300
 neutra plástica
 na laje de concreto. 279
 na seção de aço. 280

M

Mesa do pilar, flexão local da. 248
 Método(s)
 das tensões admissíveis. 36
 de análise estrutural. 297
 de cálculo. 34
 dos mecanismos. 301
 Modelo(s)

estruturais para treliças. 232
Módulo
 de deformação longitudinal. 12
 de elasticidade. 12
 variação. 18
 de Young. 12
 plástico. 351
Momento(s)
 elásticos. limitações sobre a redistribuição de. 304
 nominal
 de ruptura de vigas. 169
 resistente. 170
 resistente
 de cálculo de vigas. 161
 de projeto. 161
 limitação do. 162
 plástico. 301
Montante. 229

N

Não linearidade
 física. 297
 geométrica. 297
Nó
 de treliça metálica. 48
 rígido. 233
 rotulado. 233

O

Oxigênio, conversor de. 6

P

Panela de aciaria. 8
Parafuso(s)
 com porca sextavada e arruelas. 64
 comuns. 63
 padrão americano. 314
 de alta resistência. 65, 70
 em ligações de atrito. 70
 padrão americano. 315
 resistência a corte dos. 70
 resistência à tração dos. 71
Pátina. 18
Peça(s)
 com extremidades rosqueadas. 50
 com furos. seção líquida de. 51
 comprimidas. 119-152
 de seção múltipla. 135
 justapostas. 135
 tracionadas. 47-62
Penetração inadequada. 93
Perfil(s)
 compostos. 23
 de chapa dobrada. 22
 estruturais. 19
 H. 317
 I. 318
 laminados. 20
 de abas. 21
 padrão americano. 317
 padrão europeu. 334
 soldados. 19, 23, 336
 U. 320
W
 tipo H. 332
 tipo I. 329

Pilar
 flambagem da alma do. 248
 flexão local da mesa do. 248
 misto. 264
Pino(s). 233
 com cabeça. 266
 com cabeça. resistência dos. 285
 conectores. 314
 ligações com. 248
Placa(s). 25, 26
 enrijecidas. 132
 não enrijecidas. 132
 ortogonalmente anisotrópicas. 34
 ortotrópicas. 34
Plastificação. 157
Poisson. 15
Ponte
 contraventamentos de. 230
Porosidade. 93
Pórticos. 26
 análise estrutural de. 297
Pratt. viga. 230
Pressão de apoio. 249
Produto(s)
 laminados. 19
 siderúrgicos. 19
Proporcionalidade. limite de. 15, 24
Propriedade(s) mecânica(s)
 do ferro. 307
 dos aços. 309-310

R

Rebites. 63
Regime plástico
 análise estrutural em. 297-306
Resiliência. 16
Resistência
 a escoamento local de alma sem enrijecedores de apoio. 182
 à flexão de vigas
 com dois eixos de simetria. 168
 com um eixo de simetria. 171
 sem contenção lateral
 contínua. 165
 ao cisalhamento. 273
 da alma sob compressão transversal. 180
 da seção. 207
 influência de furos. 162
 dos conectores pino com cabeça. 285
 nominal adimensional ao cisalhamento de vigas. 176
Rolo(s) apoios móveis com. 250
Rotação constante. 298

S

SAE (Society of Automotive Engineers). 11
Seção(ões)
 cisalhadas. 285
 de vigas. 351
 em placas
 enrijecidas. 133, 135
 não enrijecidas. 133, 135
 homogeneizada. 275
 líquida de peças com furos. 51
 mista. funcionamento da. 265, 267
Sistema(s)
 de contraventamento. 215

de elementos bidimensionais. 32
 de piso para edificações. 31
 estruturais em aço. 25
 planos de elementos lineares. 26
 treliçados. aplicações de. 230
Solda(s)
 classificação. 93
 com conectores. combinação de. 107
 controle da. 93
 de entalhe. 94, 96-98, 101
 de filete. 94, 97, 99, 102
 de orifício ou tampão. 94
 defeitos na. 92, 93
 inspeção da. 93
 ligações com. 90-118
 resistência das. 101
 simbologia. 95
Soldabilidade de aços estruturais. 92
Steel deck. 31

T

Tenacidade. 16
Tensão(ões). 11
 admissíveis. 36
 convencional. 13
 de cisalhamento. 175
 normais. 49
 de flexão e plastificação. 36
 distribuição na seção. 49
 residuais. 24
Tensão-deformação. diagrama. 13, 14, 269
 de perfis simples ou compostos. 24
Teorema(s)
 do limite inferior. 301
 superior. 301
Teoria plástica de dimensionamento das seções. 37
Teste de Charpy. 17
Tirante. 47
Tração
 ensaios de. 11
 ligação por. 76
 simples. 13
Tratamento
 do aço na panela. 7
 térmico. 8
Travamento. 298
Trefilação. 22
Treliça(s). 26, 229
 nó da. 48, 232
 usuais de edifícios. 229
 vigas em. 229-239
Trilhos. 21
 ferroviários. 328
Tubos. 21
 circulares. 348

V

Valores limites
 da relação largura-espessura de seções. 159
 do coeficiente de esbeltez. 127
Viga(s)
 contenção lateral de. esquemas. 167
 contínuas. 173, 272

de alma cheia, 153-204
 conceitos gerais, 153
 dimensionamento
 a flexão, 154
 da alma das vigas, 173
 limitação de deformações, 184
em treliças, 229-239
mistas aço-concreto, 264-296
 com forma metálica, 264
 construções escoradas e não
 escoradas, 270

funcionamento da seção
 mista, 265
ligação total e ligação parcial a
 cisalhamento horizontal, 268
resistência à flexão, 273
 semicontínuas, 272
 sob ação de momento fletor
 negativo, 271
verificações no estado limite de
 utilização, 289
nos apoios, contenção lateral das, 183

Viga-coluna, 205-228
 com extremidades deslocáveis, 210
 com extremidades indesejáveis, 208
 comportamento de, 206

W

Warren, viga, 230
Web crippling, 182
Wrought iron, 1



A marca FSC é a garantia de que a madeira utilizada na fabricação do papel com o qual este livro foi impresso provém de florestas gerenciadas, observando-se rigorosos critérios sociais e ambientais e de sustentabilidade.



Serviços de impressão e acabamento executados a partir de arquivos digitais fornecidos, nas oficinas gráficas da EDITORA SANTUÁRIO
Fone: (0XX12) 3104-2000 - Fax (0XX12) 3104-2016
<http://www.editorasantuario.com.br> - Aparecida-SP





LTC

www.ltceditora.com.br

ISBN 978-85-216-3633-5

