

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. 6.1b). 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

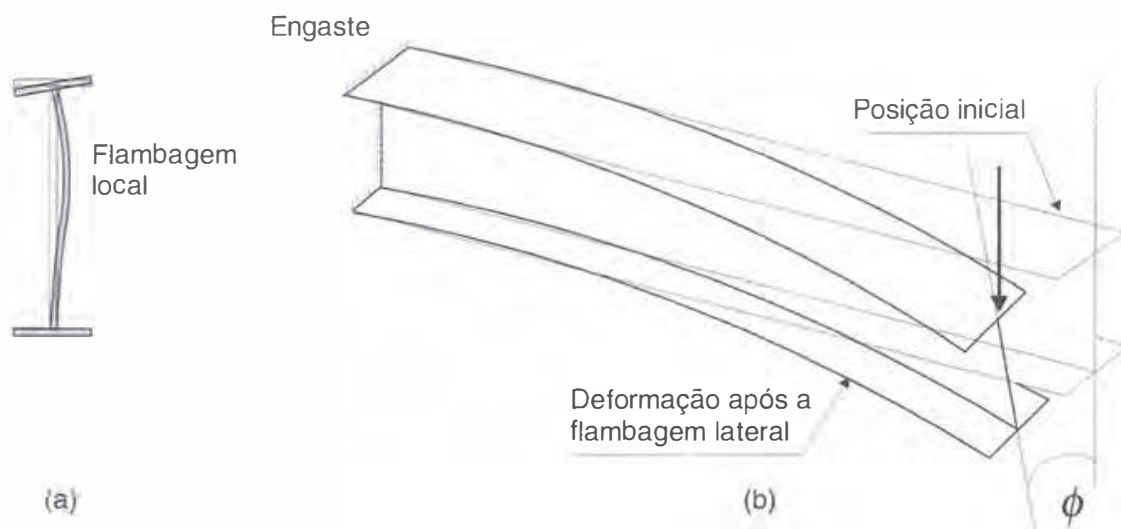


Fig. 6.1 Flambagem local e flambagem lateral em vigas.

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.

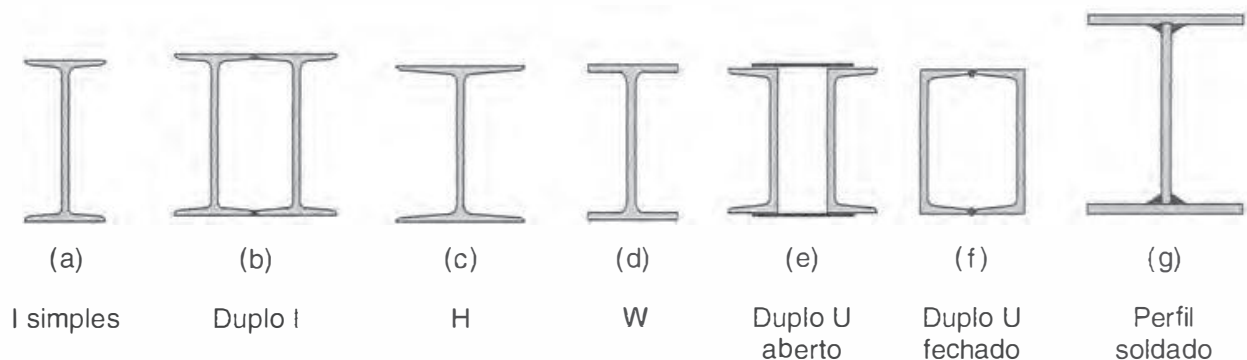


Fig. 6.2 Tipos usuais de perfis para vigas.

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

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{M}{I} y_{\text{máx}} = \frac{M}{W} < f_y \quad (6.1)$$

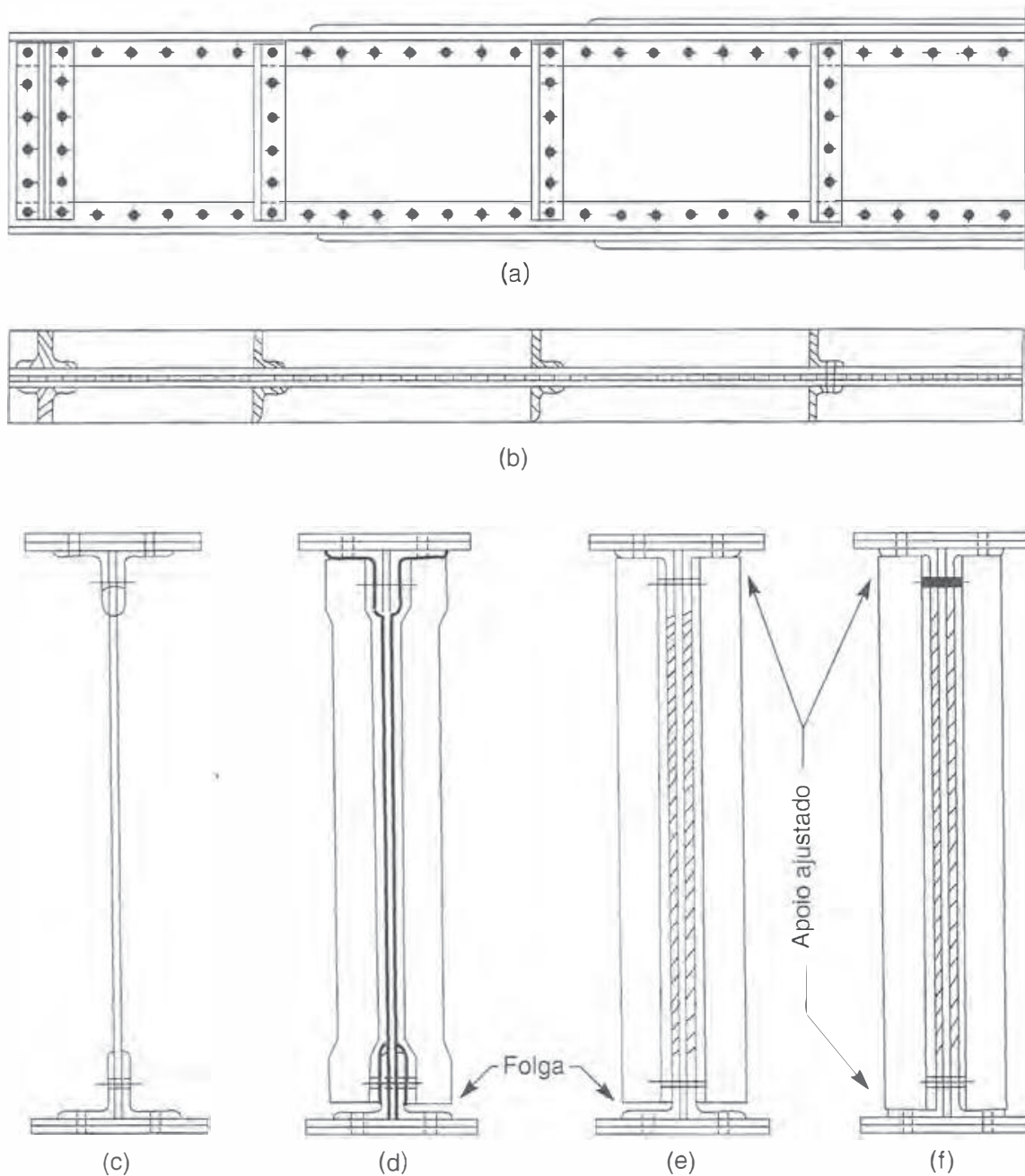


Fig. 6.3 Viga de alma cheia rebitada, com enrijecedores intermediários transversais e enrijecedores de apoio: (a) elevação; (b) corte; (c) seção típica; (d) enrijecedor intermediário curvado; (e) enrijecedor intermediário com chapa de enchimento; (f) enrijecedor de apoio.

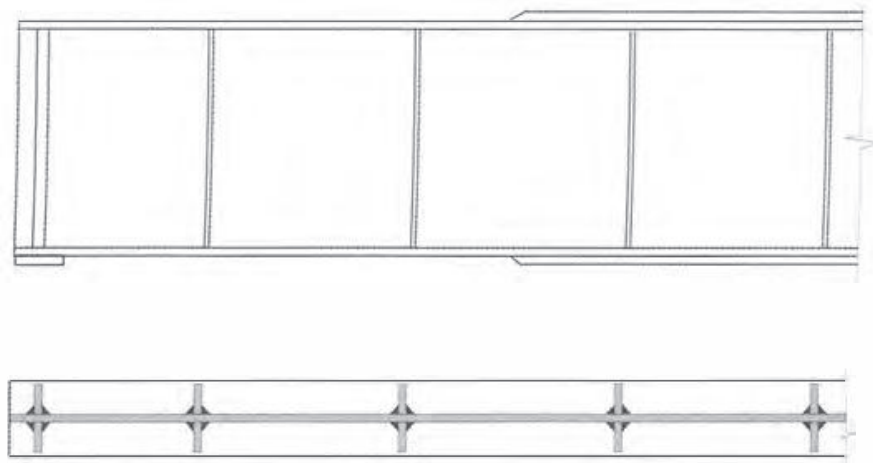
onde

$y_{\text{máx}}$ é a distância ao centroide do elemento de área mais afastado (ver Fig. 6.6b).

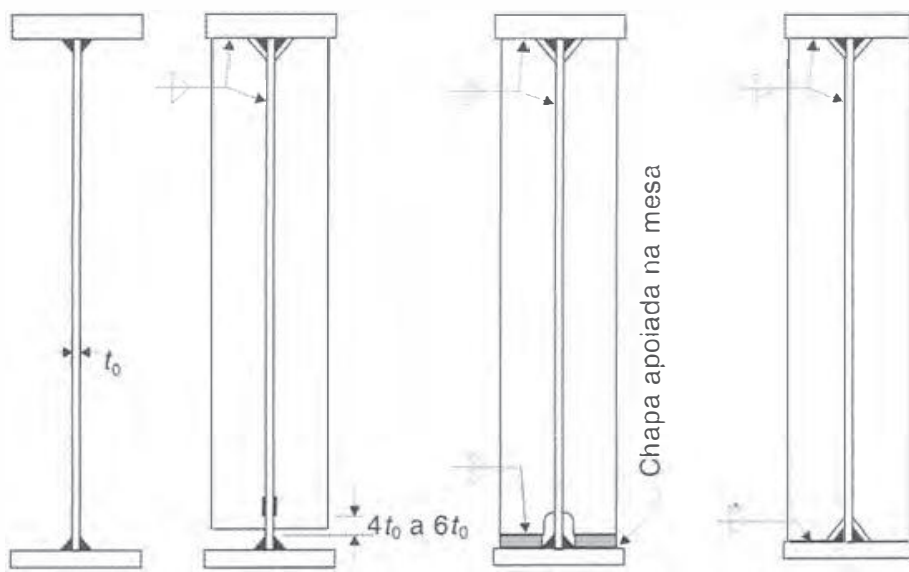
I é o momento de inércia da seção em torno do eixo de flexão.

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.



(a)



(b)

(c)

(d)

(e)

Fig. 6.4 Viga de alma cheia soldada, com enrijecedores intermediários transversais e enrijecedor de apoio.

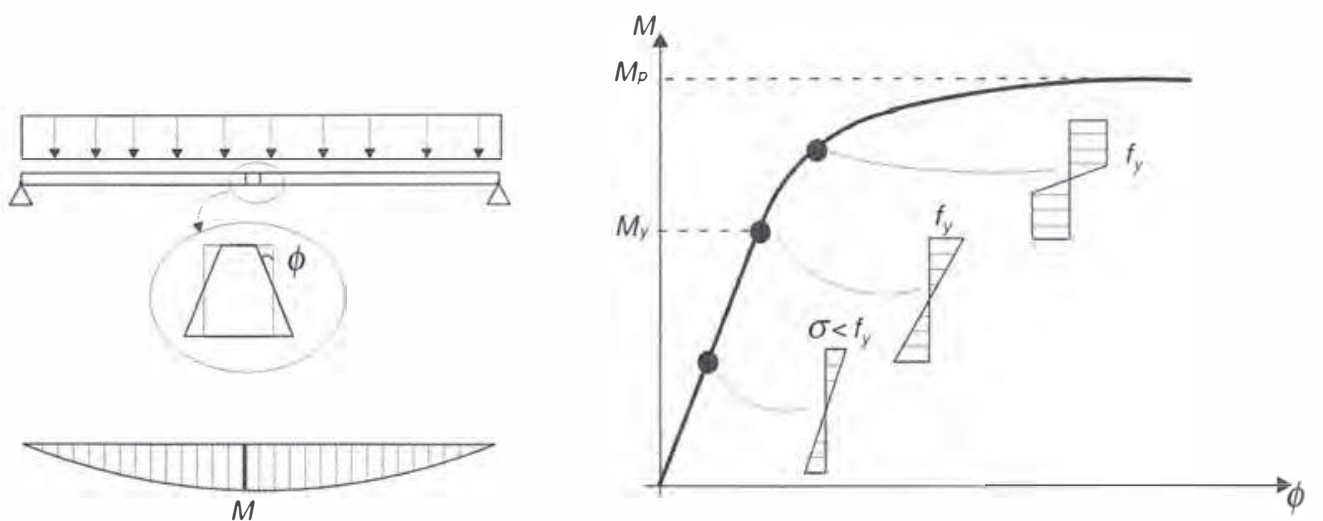


Fig. 6.5 Viga biapoiada sob carga crescente.

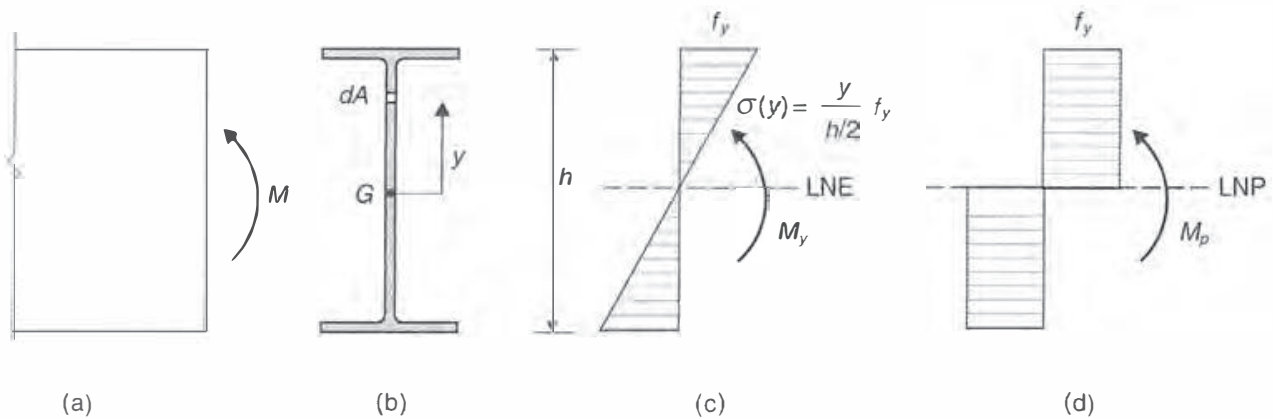


Fig. 6.6 Momento de início de plastificação e momento de plastificação total.

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

$$\sum M = 0 \quad M_y = 2 \int_0^{h/2} y \sigma(y) b \, dy = f_y W \quad (6.2)$$

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:

$$\sum M = 0 \quad M_p = 2 \int_0^{h/2} y f_y \, dA = f_y Z \quad (6.3)$$

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:

$$\text{Coeficiente de forma} = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{W} \quad (6.4)$$

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 $x-x$.

Momento de inércia $I_x = 2(20 \times 0,95 \times 44,52^2) + 0,8 \times 88,1^3/12 = 120.903 \text{ cm}^4$

Módulo elástico $= W_x = 120.903/45,0 = 2686,7 \text{ cm}^3$

Módulo plástico $Z_x = 2(20 \times 0,95 \times 44,52) + 2(0,8 \times 44,05^2/2) = 3244 \text{ cm}^3$

Coeficiente de forma $Z_x/W_x = 1,21$

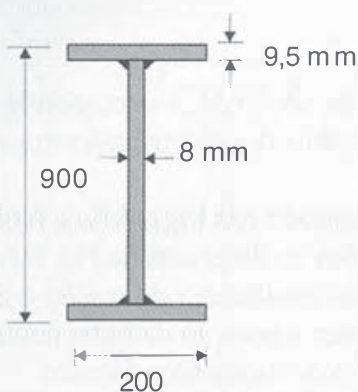


Fig. Ex. 6.2.1

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.

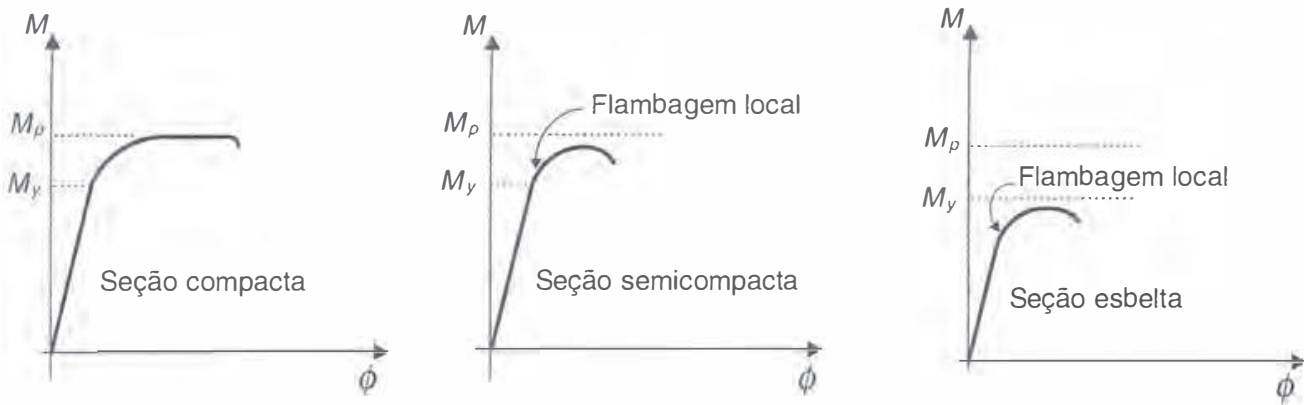


Fig. 6.7 Comportamento de vigas com seções compacta, semicompacta e esbelta.

- $\lambda_b \leq \lambda_p$ – 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 co-

lunas (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 $\lambda_b = \frac{1}{2} \frac{b_t}{t_f}$	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: $D = \frac{(h_c/h_p)}{(0,54 M_p/M_r - 0,09)^2}$

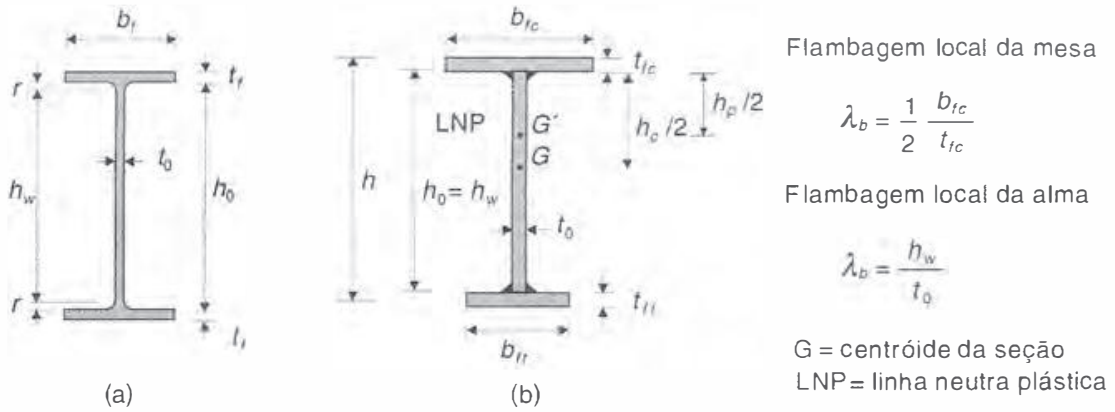


Fig. 6.8 Notações utilizadas para efeito de flambagem local sobre a resistência à flexão de vigas I ou H com um ou dois eixos de simetria. (a) perfil laminado; (b) perfil soldado.

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	$\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_o}$	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	$\frac{1}{2} \frac{b_f}{t_f}$	$\frac{h_w}{t_o}$	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.

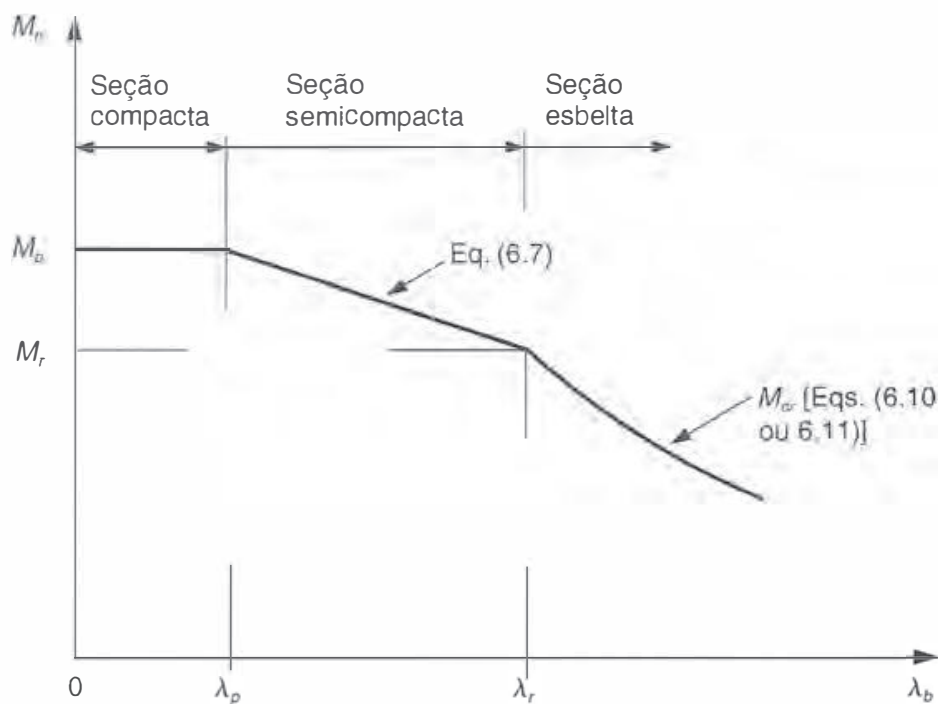


Fig. 6.9 Variação do momento resistente nominal de vigas I ou H, carregadas no plano da alma, com efeito de flambagem local da mesa ou da alma (admite-se contenção lateral que elimina a flambagem lateral). O parâmetro λ_b é definido na Fig. 6.8.

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 :

$$M_n = M_p - \frac{\lambda_p - \lambda_r}{\lambda_r - \lambda_p} (M_p - M_r) \quad (6.7)$$

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

$$M_{d\text{ res}} < 1,50 W f_y / \gamma_{al} \quad (6.8a)$$

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:

$$M_{d\text{ res}} \leq \frac{1}{\gamma_{al}} \frac{f_u A_{fn}}{A_{fg}} W_t \quad (6.8b)$$

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

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h_0/t_0}} \text{ e } 0,35 \leq k_c \leq 0,763$$

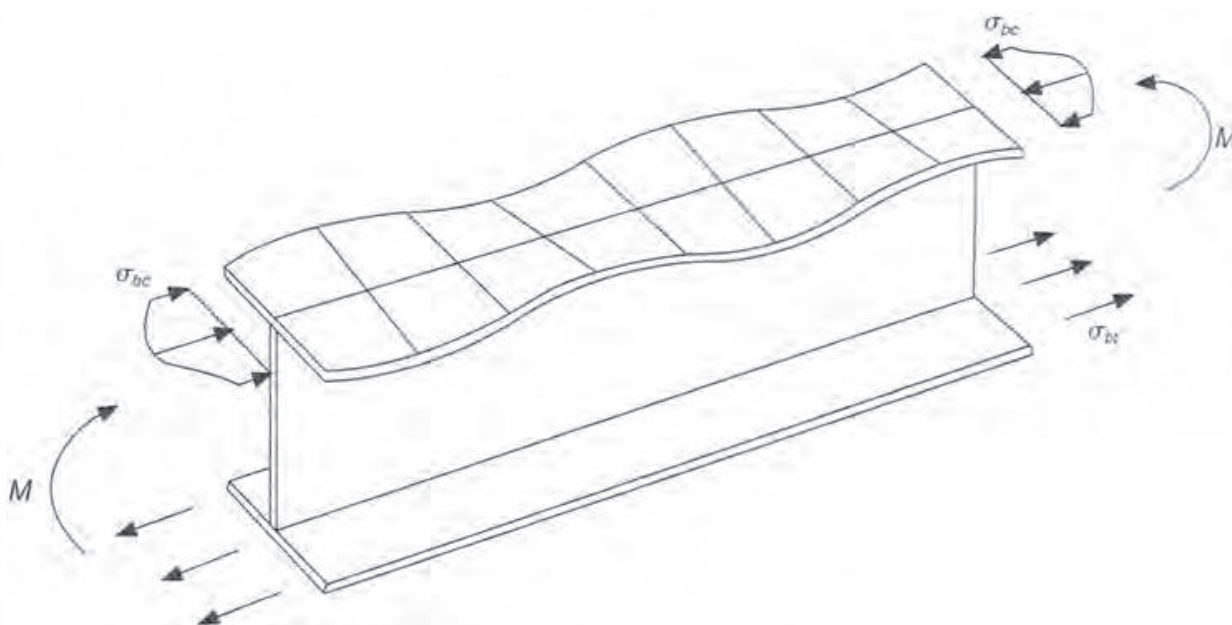


Fig. 6.10 Flambagem local da mesa comprimida em vigas I fletidas no plano da alma. As tensões normais de compressão da mesa (σ_{bc}) variam entre um valor máximo sobre a alma e um valor mínimo na borda (ver também Figs. 5.10a e 5.10b).

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).

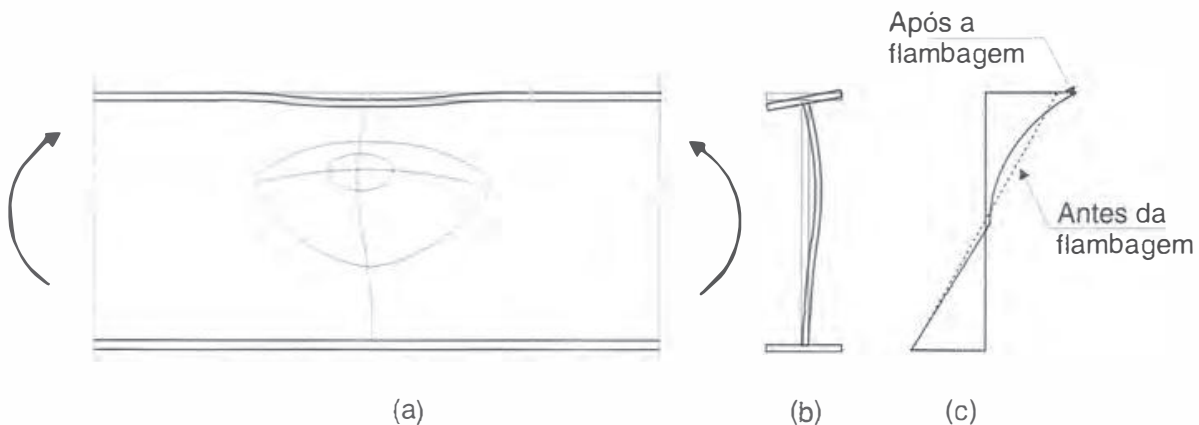


Fig. 6.11 Flambagem local da alma devida ao momento fletor: (a) esquema da viga, com o momento solicitante M ; (b) seção transversal mostrando a alma após a flambagem; (c) diagramas de tensões elásticas antes e depois da flambagem, mostrando a transferência de tensões da alma para a mesa comprimida.

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 esbelteza 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:

- Embebimento 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).
- 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).

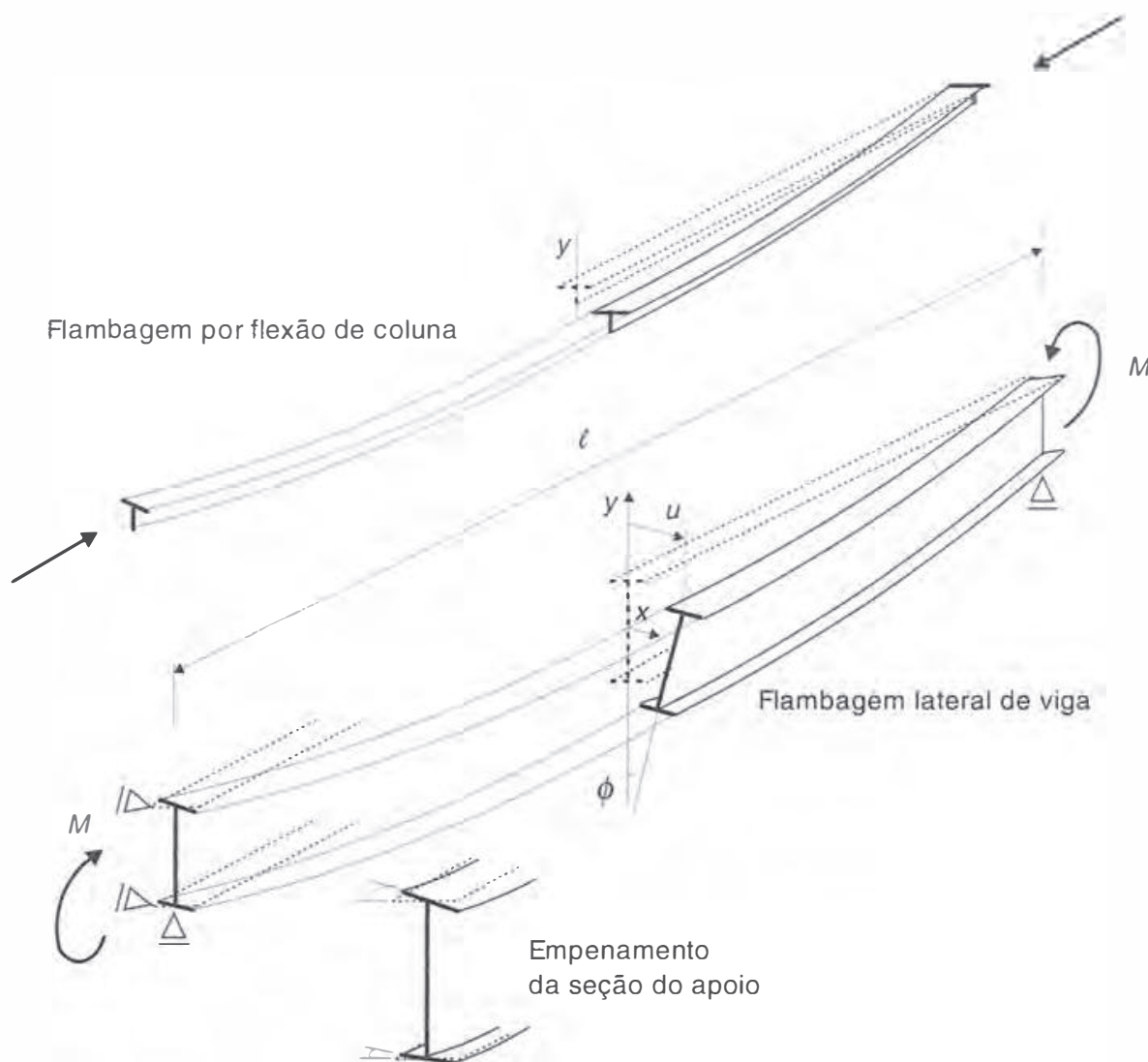


Fig. 6.12 Flambagem lateral de viga biapoiada.

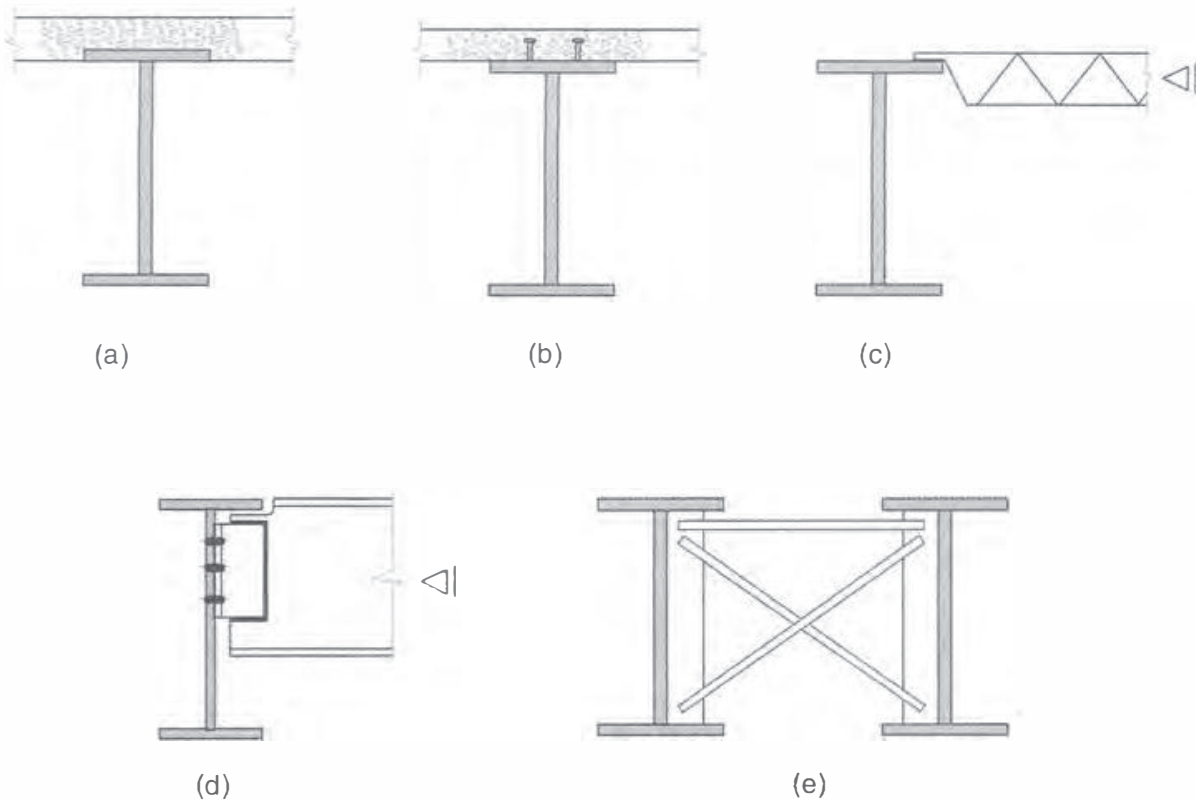


Fig. 6.13 Esquemas de contenção lateral de vigas.

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

$$\ell_b \leq \ell_{bp} = 1,76i_y \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.15)$$

($50i_y$, 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:

$$\ell_o > \ell_{br} \tag{6.18}$$

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 $\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r) W}{E J}$

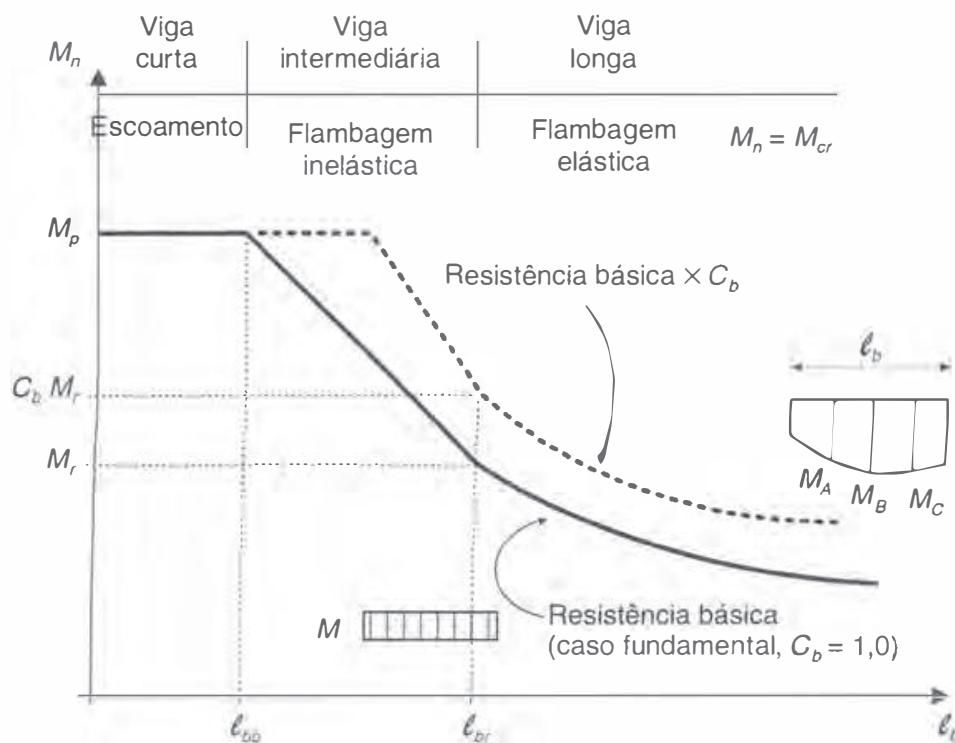


Fig. 6.14 Momento nominal de ruptura de vigas por flambagem lateral. O momento crítico de flambagem elástica (M_{cr}) depende da variação do momento solicitante no segmento ℓ_b , obtendo-se o menor valor para momento constante. No trecho inelástico, a curva é geralmente substituída por uma reta.

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.

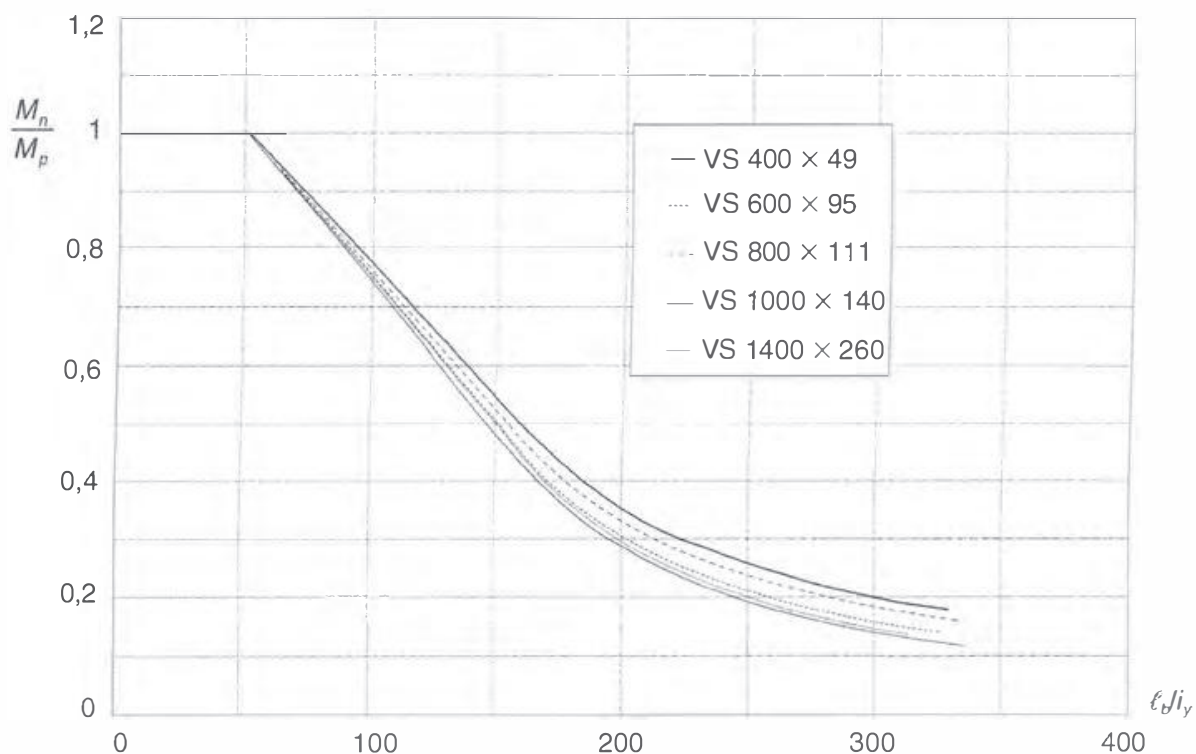


Fig. 6.15 Momento nominal resistente [Eq. (6.16)] de alguns perfis soldados para vigas em função do comprimento ℓ_b sem contenção lateral de acordo com a NBR 8800, porém considerando $\sigma_r = 115$ MPa.

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_{a1} . 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

$$\ell_b < \ell_{mp} = 1,76 i_{yc} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.24)$$

onde i_{yc} 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_{11} = 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 simplificadaamente 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.

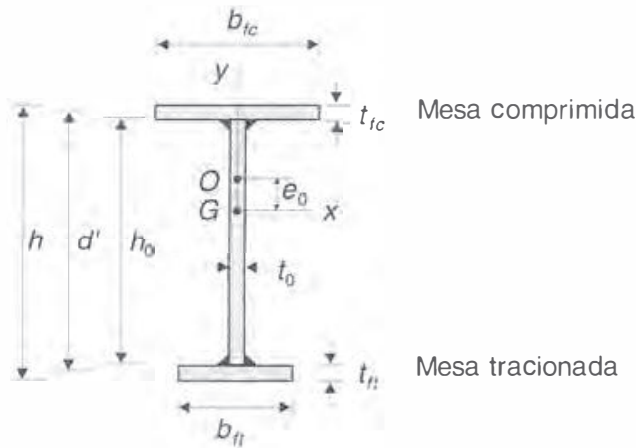


Fig. 6.16 Notação utilizada para o cálculo do momento crítico de flambagem lateral em perfil I com um eixo de simetria (eixo y).

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].

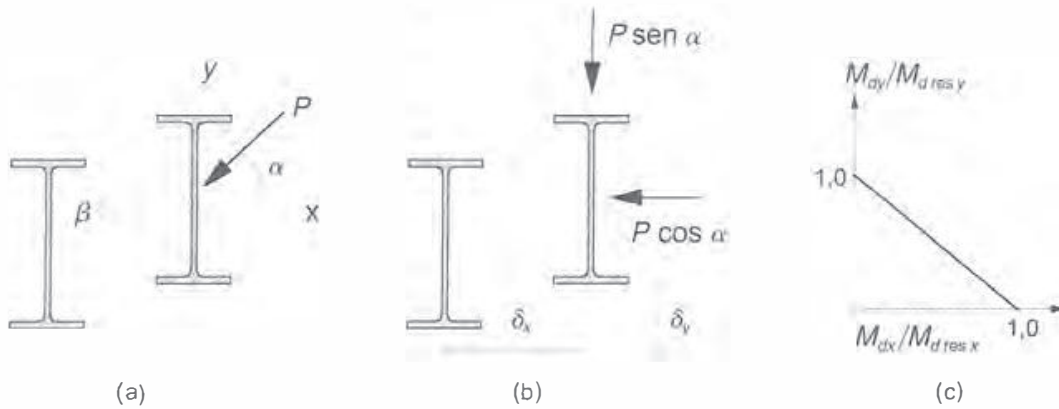


Figura 6.17 Decomposição da flexão assimétrica em duas flexões retas.

$$\frac{M_{dx}}{M_{d \text{ res } x}} + \frac{M_{dy}}{M_{d \text{ res } y}} \leq 1,0 \quad (6.29)$$

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.

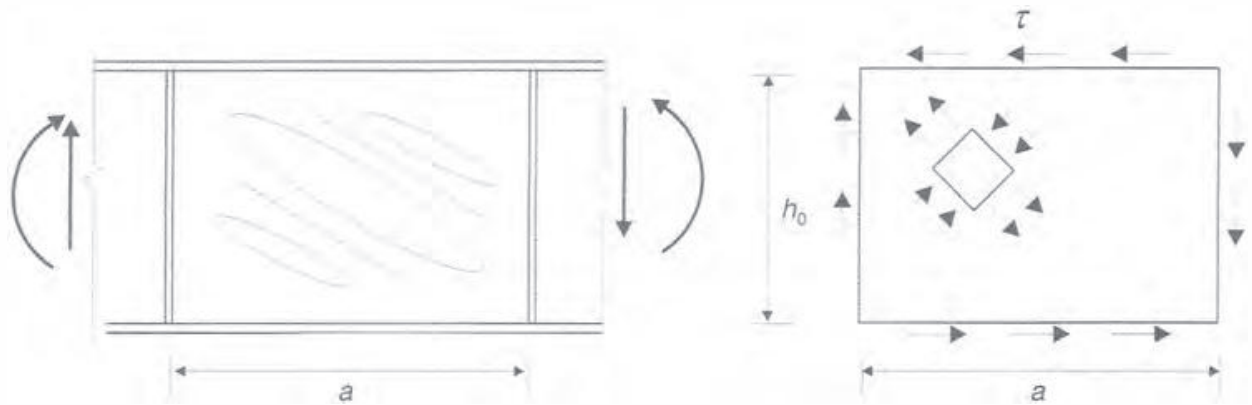


Fig. 6.18 Flambagem por cisalhamento da alma em um painel entre dois enrijecedores transversais: (a) modo de flambagem elástica; (b) tensões cisalhantes τ aplicadas no painel e tensões em um elemento a 45° .

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 ($f_v \cong 0,6 f_y$).

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.

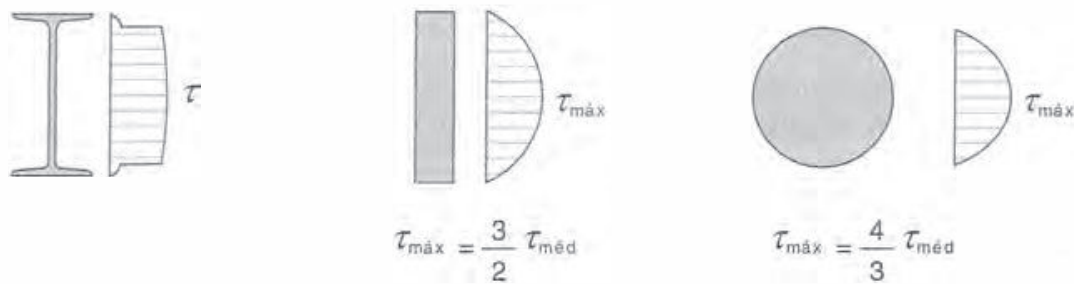


Fig. 6.19 Distribuição de tensões de cisalhamento em seções I, retangulares e circulares.

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: $h_w t_0$ 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_0

Para vigas I com alma pouco esbelta (valores baixos de h_w/t_0), 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_0 para esta categoria de almas são dados pela expressão:

$$\frac{h_w}{t_0} \leq 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.34)$$

(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 $h t_0$ (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_0 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:

$$V_{d,res} = A_w(0,6f_y)C_v/\gamma_{a1}, \quad \text{com } \gamma_{a1} \text{ dado na Tabela 1.7} \quad (6.36)$$

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_v)

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{f_v} \approx \frac{\tau_{cr}}{0,6f_y} \quad (6.37)$$

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

$$\text{Para } \frac{h_w}{t_0} > 3,06\sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{7,50E}{f_y (h_w/t_0)^2} \quad (6.38a)$$

Flambagem inelástica

$$\text{Para } 2,46\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{h_w}{t_0} \leq 3,06\sqrt{\frac{E}{f_y}}, \quad C_v = \frac{2,46}{h_w/t_0} \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (6.38b)$$

Para $C_v = 1$, a Eq. (6.38b) transforma-se na Eq. (6.34); a Eq. (6.36) transforma-se na Eq. (6.35).

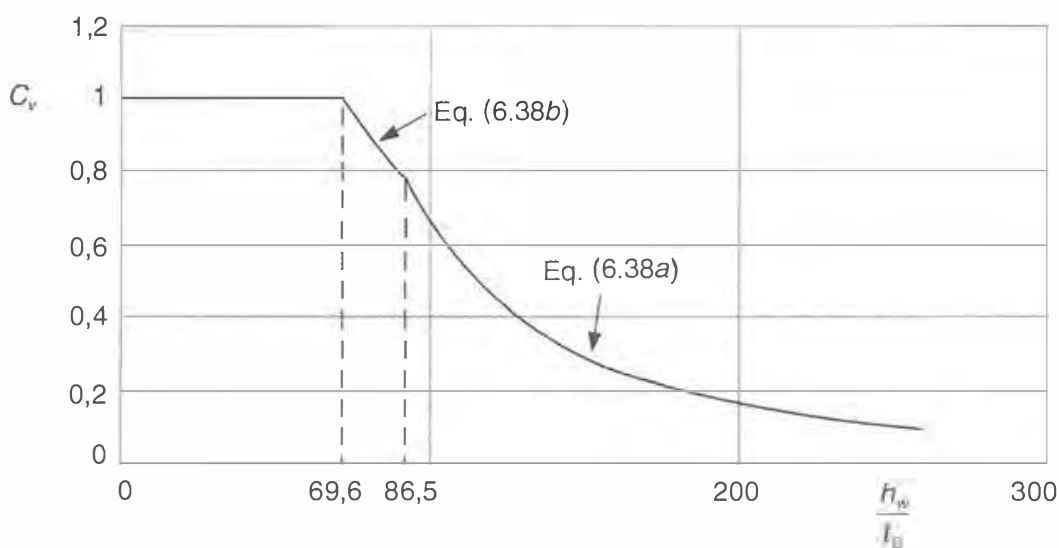


Fig. 6.20 Resistência nominal adimensional ao cisalhamento de vigas sem enrijecedores transversais intermediários em aço MR250.

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:

$$\left(\frac{h_w}{t_0} \right)_{\text{máx}} = \frac{0,48E}{\sqrt{f_v (f_y + \sigma_r)}} \approx \frac{0,42 E}{f_v} \quad (6.39a)$$

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):

$$h_w/t_0 \leq 260 \quad (6.39b)$$

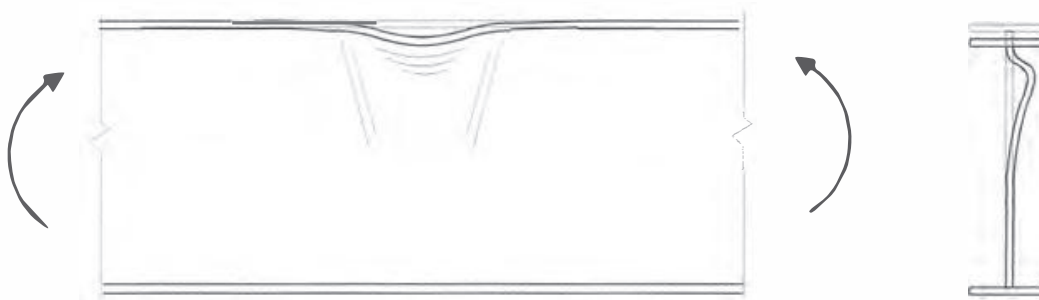


Fig. 6.21 Flambagem no plano vertical da mesa comprimida pelo momento fletor.

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:

$$h_w/t_0 \leq 11,7 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad \text{para } a/h_w \leq 1,5 \quad (6.42a)$$

(331 para MR250; 280 para AR350)

$$h_w/t_0 < (h_w/t_0)_{\max} \quad \text{da (Eq. 6.39a) para } a/h_w > 1,5 \quad (6.42b)$$

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 simples 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.

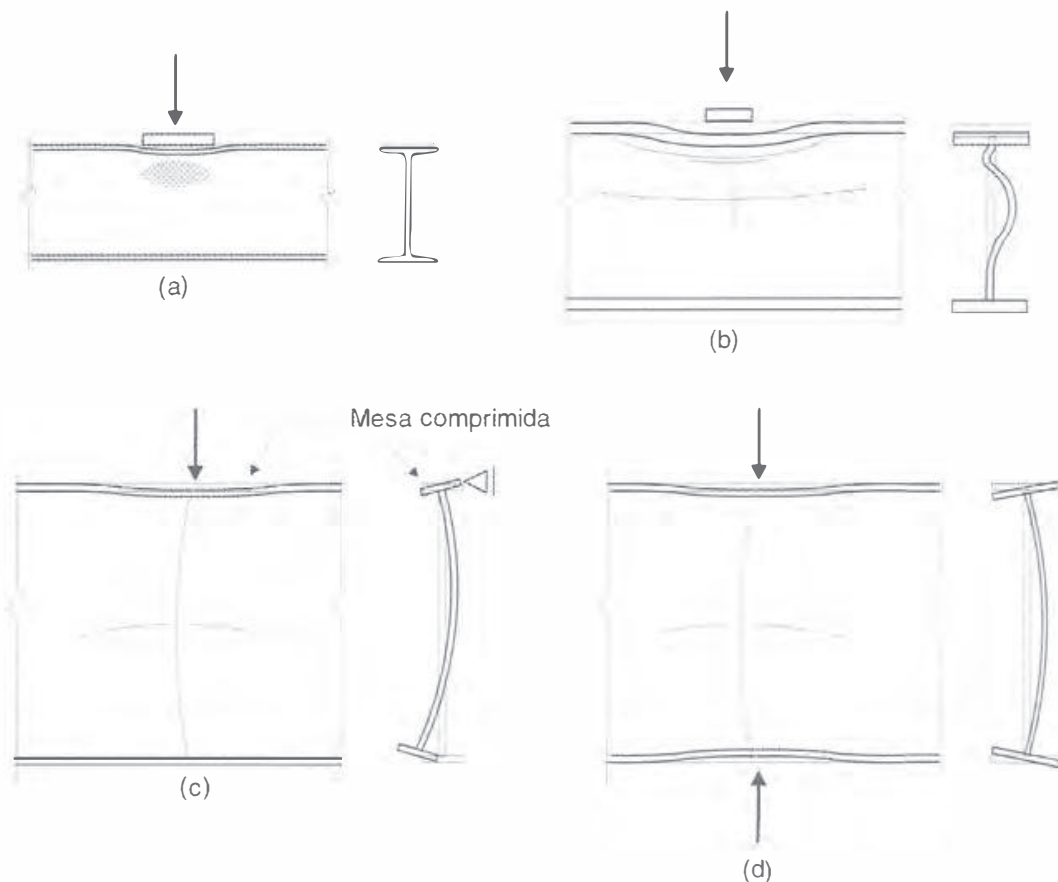


Fig. 6.22 Tipos de ruptura da alma sem enrijecedores intermediários em viga sujeita à carga transversal concentrada: (a) escoamento local da alma; (b) enrugamento da alma com flambagem localizada; (c) flambagem da alma com deslocamento lateral da mesa tracionada; (d) flambagem da alma por compressão 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.

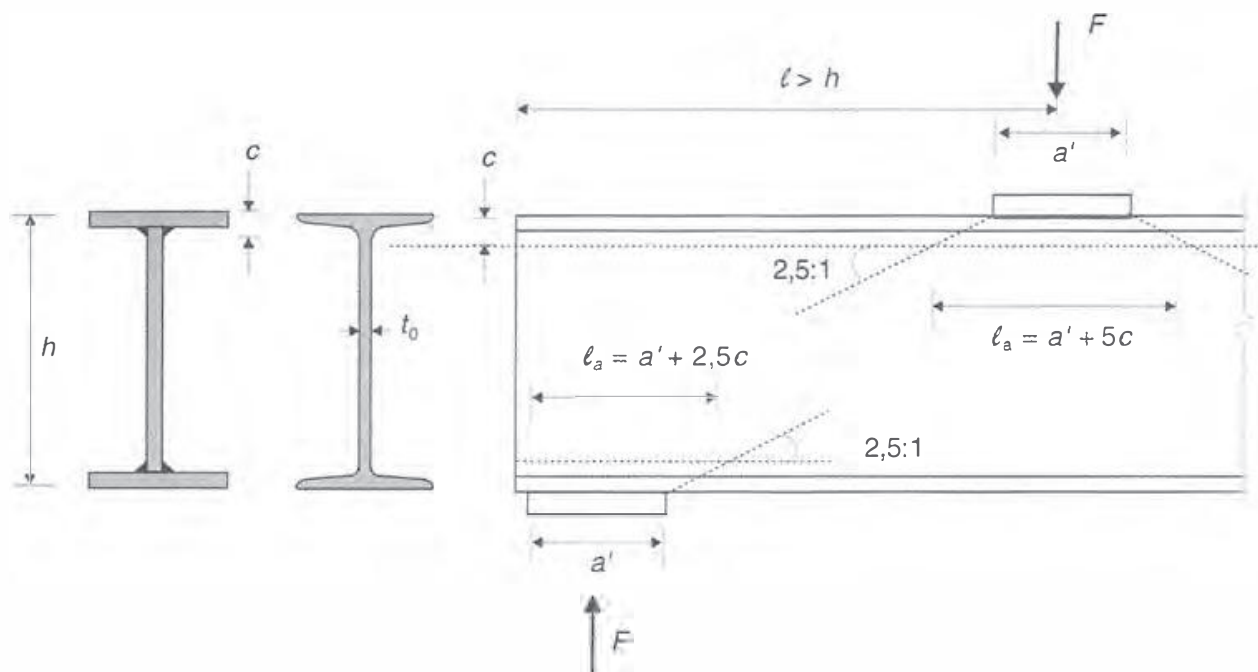


Fig. 6.23 Resistência a escoamento local de alma sem enrijecedores de apoio.

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:

$$R_{dres} = \frac{0,825}{\gamma_{a1}} R_n \quad (6.48)$$

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 $R_{d\text{res}}$, 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:

$$R_{d\text{res}} = A_c (1,8 f_y) / \gamma_{a2} \quad (6.51)$$

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.

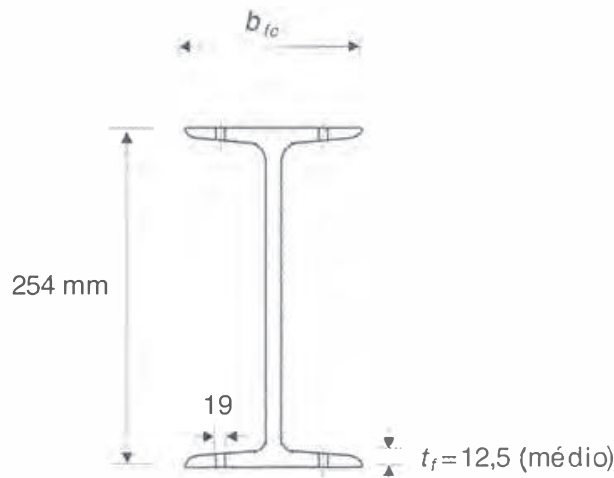


Fig. Probl. 6.5.2

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 biapoiada 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.

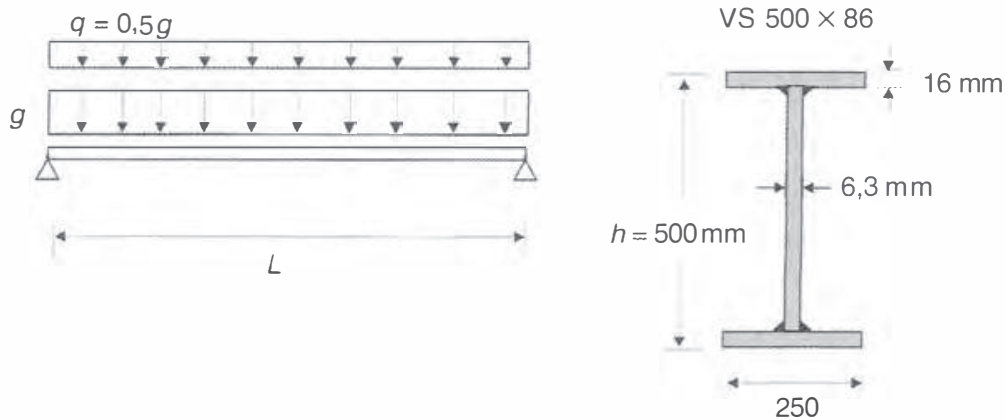


Fig. Probl. 6.5.3

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 ($f_y = 345 \text{ MPa}$).

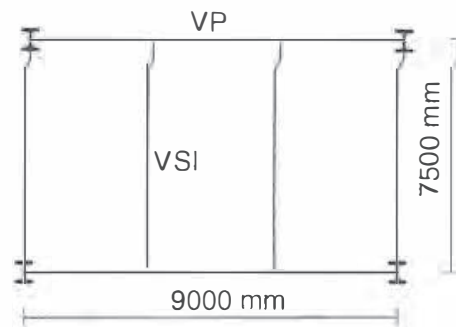


Fig. Probl. 6.5.4

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;

$$M_{d_{res}} = \frac{Z f_y}{1,10} > M_d = 206,7 \text{ kNm}; \quad Z > \frac{206.700 \times 100}{34,5} = 659,0 \text{ cm}^3$$

Da Tabela A.6.8 obtém-se o perfil W360 × 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 × 39,0 não atende; selecionar o perfil W360 × 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

$$\frac{h_w}{t_0} = 44,70 < 2,46 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 69,6 \quad (\text{n\~{a}o s\~{a}o necess\~{a}rios enrijecedores intermedi\~{a}rios).$$

Tendo a viga uma alta rela\~{c}o L/h (~ 20), o dimensionamento n\~{a}o ser\~{a} determinado pela resist\~{e}ncia ao cisalhamento (ver valores para viga biapoiada no Problema 6.5.3).

- e) Verifica\~{c}o do estado limite de deslocamentos excessivos
Combina\~{c}o quase-permanente de a\~{c}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 v\~{a}o

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \times 0,15 \times 750^4}{384 \times 20.000 \times 12.258} = 2,54 \text{ cm} > \frac{L}{350} = 2,14 \text{ cm}$$

O perfil n\~{a}o atende a condi\~{c}o de seguran\~{c}a no estado limite de servi\~{c}o. Neste caso, deve-se selecionar um perfil de maior rigidez, por exemplo W410 \times 46,1, de modo a satisfazer esta condi\~{c}o. Uma solu\~{c}o alternativa \u00e9 aplicar uma contraflecha na viga. Nestes casos de pisos flex\~{i}veis deve-se ainda verificar o estado limite de vibra\~{c}oes excessivas sob a\~{c}o do caminhar de pessoas (NBR 8800, 2008; Wyatt, 1989).

6.5.5 Considerando apenas a flex\~{a}o, selecionar o perfil W laminado mais econ\~{o}mico para uma viga de edif\~{i}cio com quatro v\~{a}os de 4 m sujeita a uma carga de 25 kN/m. A viga est\~{a} contida lateralmente pelas lajes dos pisos e \u00e9 de a\~{c}o MR250. Admite-se carga do tipo permanente de grande variabilidade.

Solu\~{c}o

Em uma viga de quatro v\~{a}os iguais, de 4 m, sujeita \u00e0 carga permanente uniformemente distribu\~{i}da p igual a 25 kN/m, o momento fletor negativo m\~{a}ximo ocorre no apoio intermedi\~{a}rio adjacente ao extremo, sendo igual a

$$M = 0,107 p\ell^2 = 0,107 \times 25 \times 4^2 = 42,80 \text{ kNm}$$

O m\~{a}ximo momento positivo ocorre no v\~{a}o extremo, sendo igual a

$$M^+ = 0,080 p\ell^2 = 0,080 \times 25 \times 4^2 = 32,00 \text{ kNm}$$

Aplicando-se a redistribui\~{c}o de momento conforme Item 6.2.5 (v\~{a}lida 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.

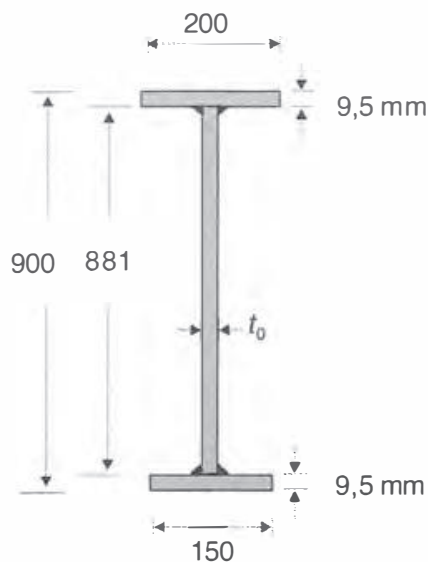


Fig. Probl. 6.5.6

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_t (cm ³)	1962,5	2357,8	2617,7
Z (cm ³)	2441	3026,2	3415,4

b) Momento resistente do perfil de seção compacta

$$M_{d\text{ res}} = Z f_y / \gamma_{al} = 3415,4 \times 25 / 1,10 = 77.623 \text{ kNcm} = 776,2 \text{ kNm}$$

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. Admita-se que o carregamento seja aplicado pela alma ou pela mesa inferior.

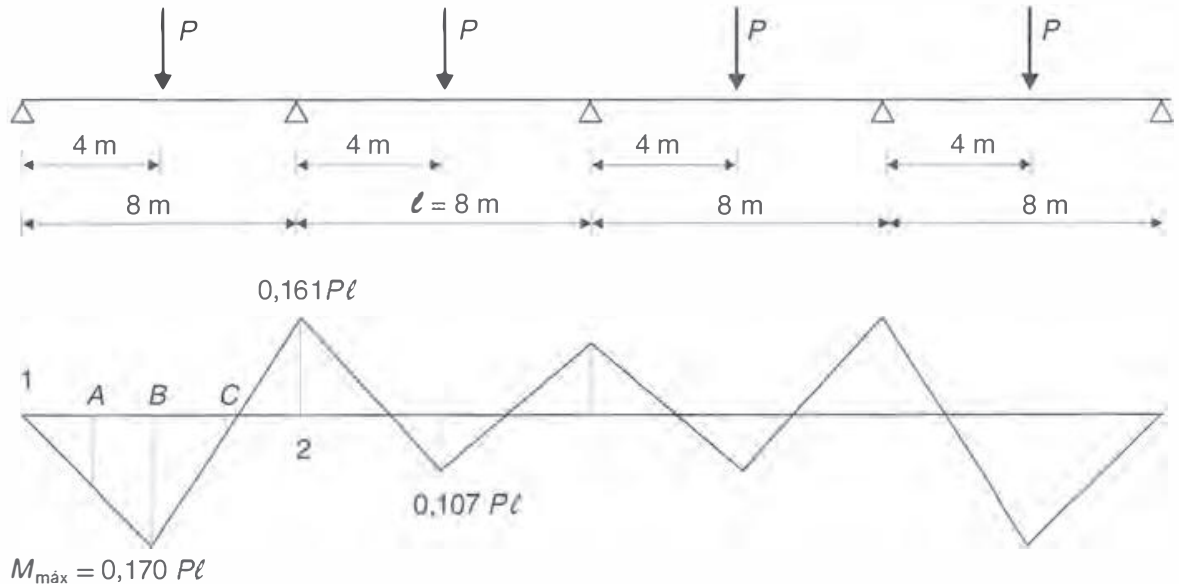


Fig. Probl. 6.5.7

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.

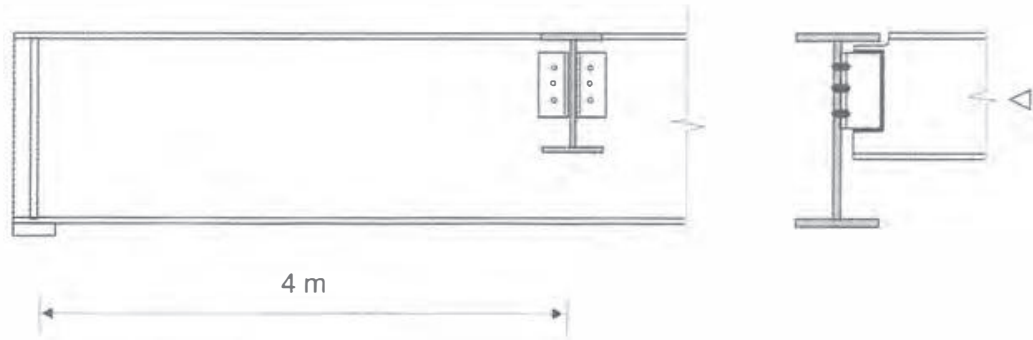


Fig. Probl. 6.5.8

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.

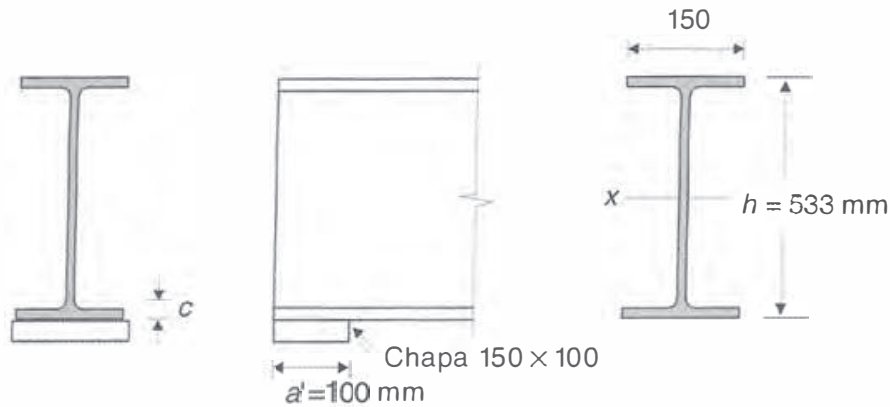


Fig. Probl. 6.5.9

Solução

a) Carga máxima de projeto

Classificação da seção

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{209}{2 \times 15,9} = 6,6 < 11; \quad \frac{h_w}{t_0} = \frac{478}{10,2} = 46,6 < 106 \therefore \text{Seção compacta}$$

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

$$\frac{h_w}{t_0} = 46,6 < 69,6 \therefore \text{alma compacta}$$

$$V_{d\text{ res}} = 53,3 \times 1,02 \times (0,6 \times 25)/1,10 = 741 \text{ kN} > V_d$$

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.

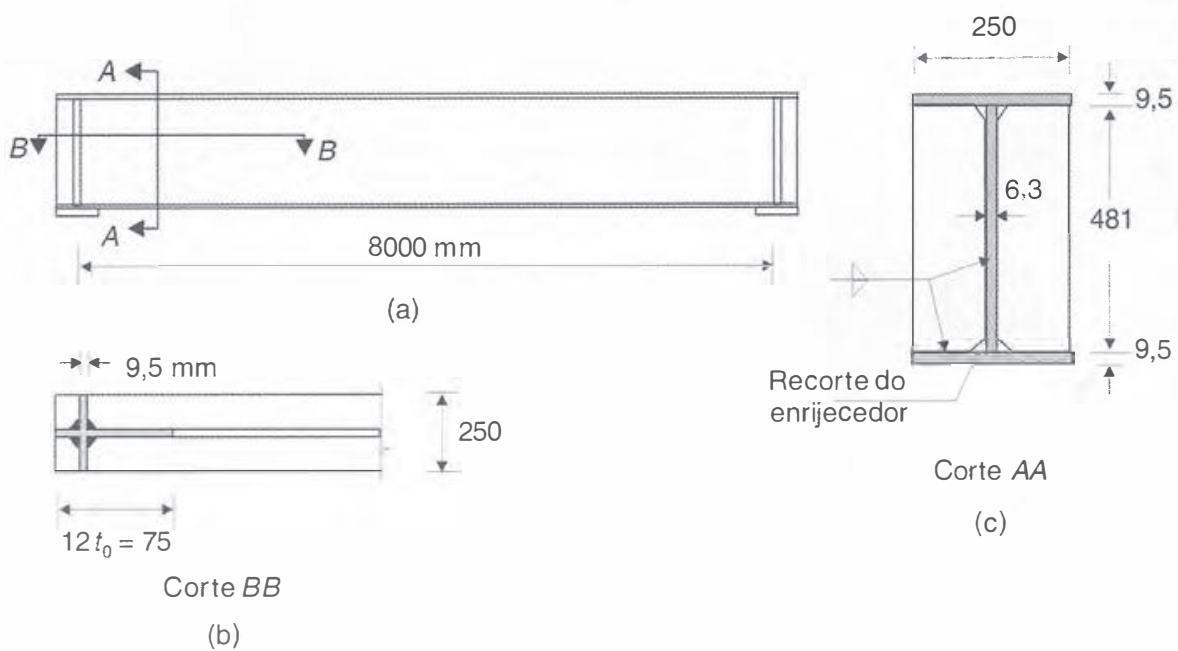


Fig. Probl. 6.5.10

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

$$h_w/t_0 < 69,6, \quad \text{ou} \quad 69,6 < h_w/t_0 < 260 \quad \text{e} \quad V_d < V_{d \text{ res}} \quad \text{Eq. (6.36)}$$

No caso do exemplo, tem-se:

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{48,1}{0,63} = 76 \quad \begin{cases} > 69,6 \\ < 260 \end{cases}$$

$$V_d = 140 \text{ kN}$$

$$V_{d \text{ res}} = A_w (0,6 f_y) C_v / \gamma_{d1}$$

$$C_v = \frac{2,46}{48,1/0,63} \sqrt{\frac{200.000}{250}} = 0,91$$

$$V_{d \text{ res}} = 48,1 \times 0,63 \times 0,6 \times 25 \times 0,91 / 1,10 = 380 \text{ kN}$$

Não há necessidade de enrijecedores intermediários.

6.5.11 Uma viga I soldada em aço MR250, representada na figura, tem as seguintes condições: 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 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.

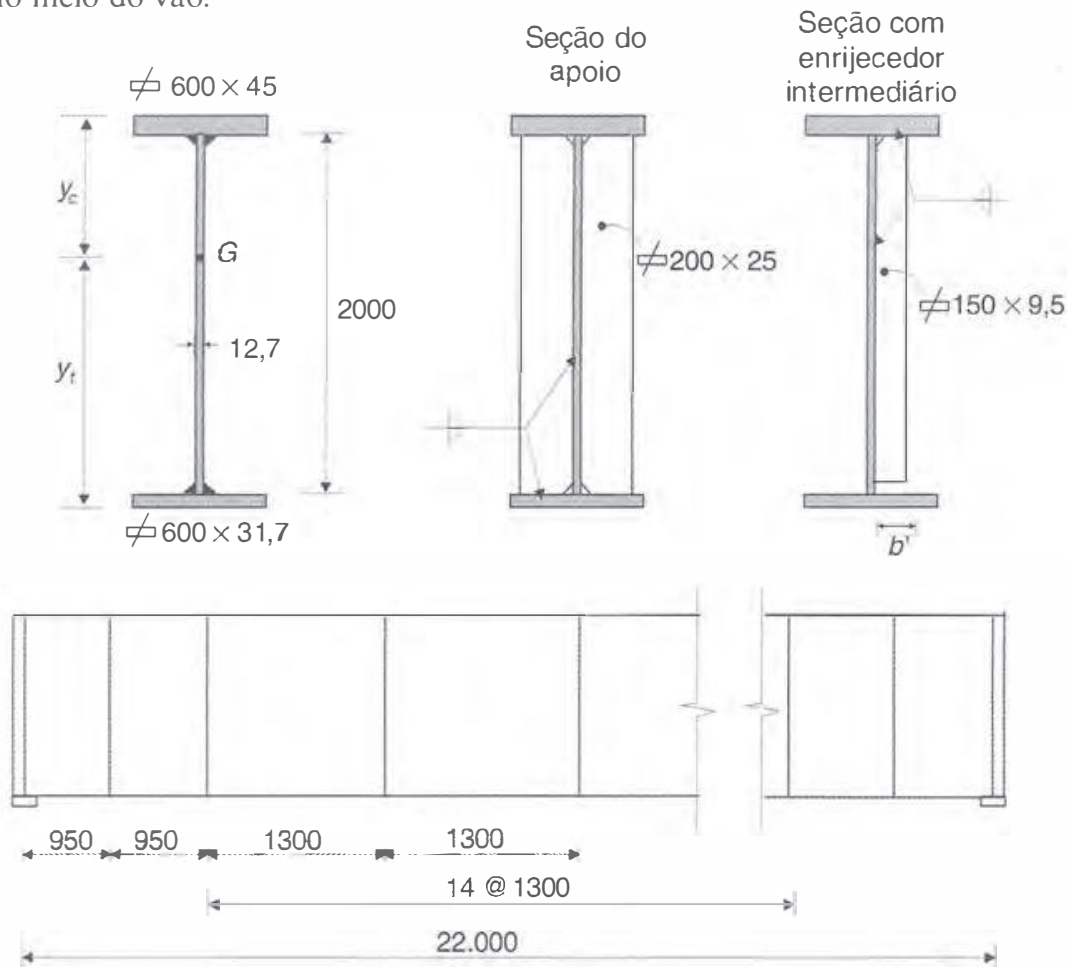


Fig. Probl. 6.5.11

Solução

a) Características geométricas da seção

$$A = 710,6 \text{ cm}^2$$

$$y_c = 93,3 \text{ cm}$$

$$I_x = 5.505.581 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 88,0 \text{ cm}$$

$$W_c = \frac{I_x}{y_c} = 59.007 \text{ cm}^3$$

$$C_w = 1.382.801 \times 10^3 \text{ cm}^6 \quad \text{Eq. (6.28)}$$

$$J = 2524 \text{ cm}^4$$

$$i_{yc} = \sqrt{\frac{60^3 \times 4,5/12}{(60 \times 4,5 + 93,3 \times 1,27)}} = 14,4 \text{ cm}$$

$$h = 207,6 \text{ cm}$$

$$y_t = 114,3 \text{ cm}$$

$$I_y = 136.980 \text{ cm}^4$$

$$i_y = 13,9 \text{ cm}$$

$$W_t = \frac{I_y}{y_t} = 48.168 \text{ cm}^3$$

$$\frac{h_w}{t_0} = \frac{h_0}{t_0} = \frac{200}{1,27} = 157,7 < 161 \text{ (semicompecta)}$$

$$\frac{b_{fe}}{2t_{fe}} = \frac{60}{2 \times 4,44} = 6,76 < 10,7 \text{ (compacta)}$$

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 $h_0/t_0 \approx \lambda_r$.

$$M_{d \text{ res}} = M_n/\gamma_{al} = 12.328/1,10 = 11.207 \text{ kNm}$$

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 $C_b = 1$:

$$\frac{l_b}{i_y} = \frac{1100}{13,9} = 79,2$$

$$I_{f_t} = \frac{60^3 \times 3,17}{12} = 57.060 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_c} = \frac{60^3 \times 4,44}{12} = 79.920 \text{ cm}^4$$

$$\alpha_y = \frac{79.920}{57.060} = 1,40, 1/9 < \alpha_y < 9$$

$$d' = h - \frac{t_{fc}}{2} - \frac{t_{ft}}{2} = 207,6 - 2,22 - 1,58 = 203,8 \text{ cm}$$

$$\beta_x = 0,9 \times 203,8 \frac{(1,4 - 1)}{(1,4 + 1)} = 30,6 \text{ cm}$$

$$\ell_{bp} = 1,76 \times 14,4 \sqrt{\frac{20.000}{25}} = 717 \text{ cm}$$

$$\beta_1 = \frac{(25 - 7,5)}{20.000 \times 2.524} 59.007 = 0,0205 \text{ cm}^{-1}$$

$$\beta_2 = \frac{2,6 \times 30,6 (25 - 7,5)}{20.000 \times 2524} \times 59.007 + 1 = 2,63$$

$$\ell_{br} = \frac{1,38 \sqrt{136.980 \times 2524}}{2524 \times 0,0205} \sqrt{2,63 + \sqrt{2,63^2 + \frac{27 \times 1382,8 \times 10^6 \times 0,0205^2}{136.980}}} =$$

$$= 1857 \text{ cm}$$

$$M_n = 14.527 - (14.527 - 10.326) \frac{1100 - 717}{1857 - 717} = 13.115 \text{ kNm}$$

$$M_{d \text{ res}} = 13.115 / 1,10 = 11.923 \text{ kNm}$$

- 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:

$$V_{d\text{ res}} = A_{wv} (0,6f_v) C_v = 200 \times 1,27 \times 0,6 \times 25 \times 0,82 / 1,10 = 2833 \text{ kN}$$

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.