UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Dimensionamento de Elementos Estruturais em Aço

Segundo a NBR 8800:2008

Alex Sander Clemente de Souza

São Carlos - agosto de 2009

Sumário

1 CONCEITOS PRELIMINARES 3

1.1 Contextualização e escopo 3

1.2 Critérios de projeto 4

1.3 Materiais e seções estruturais 5

2 AÇÕES E SEGURANÇA 10

2.1 Critérios de dimensionamento 10

2.1.1 Verificação para estado limite último (ELU) 11

2.1.2 Verificação para estado limite de serviço (ELS) 11

2.2 Ações 11

2.3 Carregamentos e combinações de ações 13

2.3.1 Combinações de ações para estados limites últimos 13

2.3.2 Combinações para estados limites de serviço 15

2.4 Exercício 17

3 ANÁLISE ESTRUTURAL 20

3.1 Considerações gerais 20

3.1.1 Efeitos de 2ª ordem 21

3.1.2 Influência das imperfeições 23

3.1.3 Influência do comportamento das ligações 24

3.1.4 Estabilidade estrutural 24

3.2 Análise estrutural segundo a NBR 8800:2008 25

3.2.1 Classificação quanto à deslocabilidade 25

3.2.2 Análise de 1ª ordem elástica 26

3.2.3 Análise de 2ª ordem 27

3.2.4 Consideração das imperfeições iniciais 29

3.3 Exemplo de aplicação 29

4 TRAÇÃO 33

4.1 Determinação da resistência de cálculo a tração 33

4.1.1 Verificação para estado limite de serviço 36

4.2 Exercício 36

5 COMPRESSÃO 39

5.1 Instabilidade Global – aspectos teóricos 39

5.1.1 Carga crítica de flambagem elástica 39

5.1.2 Efeito das imperfeições 46

5.2 Instabilidade Local – aspectos teóricos 49

5.3 Dimensionamento a compressão 52

5.3.1 Estados limites últimos 52

5.3.2 Estados limites de serviço 56

5.4 Exercício 57

6 FLEXÃO SIMPLES 61

6.1 Mecanismo de colapso plástico 61

6.2 Flambagem lateral 63

6.3 Estabilidade local na flexão 67

6.4 Dimensionamento de elementos submetidos à flexão 68

6.5 Resistência a força cortante 72

6.6 Estados limites de serviço 74

6.7 Exercícios 74

7 Flexão composta 80

7.1 Verificação de elementos submetidos a flexo-compressão. 81

7.2 Exemplo 81

7.2.1 Verificação da compressão 82

7.2.2 Verificação da flexão 84

7.2.3 Verificação da interação 86

8 Bibliografia 87

9 Anexos – Tabela de perfis 89

1 CONCEITOS PRELIMINARES

1.1 Contextualização e escopo

Registros históricos demonstram que a tecnologia da construção metálica é anterior à tecnologia da construção em concreto. No entanto, no Brasil a sua implantação foi tardia e lenta, por motivos técnicos, econômicos, sociais e políticos.

A realidade atual é bem diferente; o aço aparece freqüentemente como alternativa viável para diversos tipos de empreendimentos. Deixou de ser o material empregado predominantemente em edifícios industriais e grandes coberturas, passando a ser utilizado em edifícios comerciais, shopping center, edifícios residências, pontes, viadutos, passarelas e várias outras aplicações. Esse incremento no uso do aço foi possível devido ao entendimento das características deste material que interferem de forma positiva em várias etapas da construção reduzindo peso próprio, aliviando cargas nas fundações, facilitando instalações de canteiro de obras, reduzindo prazos e custos finais.

Algumas dificuldades técnico-econômicas e até certo preconceito em relação às estruturas metálicas têm sido superados ou minimizados, incrementando cada vez mais o uso do aço na construção civil brasileira.

Neste texto são apresentados os conceitos teóricos fundamentais para o dimensionamento de elementos estruturais em aço segundo a NBR 8800:2008. A análise e o dimensionamento de ligações entre elementos não serão abordados neste texto. Também não serão abordados os elementos mistos de aço e concreto.

Este texto pretende ser uma ferramenta de auxílio para a utilização da nova norma brasileira de projeto de estruturas metálicas NBR 8800:2008. Desta forma no final de cada capítulo são apresentados exemplos de aplicação enfocando a análise estrutural e o dimensionamento de elementos submetidos aos diversos tipos de esforços solicitantes.

1.2 Critérios de projeto

O dimensionamento e a execução de uma estrutura pressupõem o atendimento as funções para as quais foi concebida considerando sua vida útil estimada. Neste sentido devem ser verificadas condições de segurança (estado limite último) e condições de desempenho em uso (estado limite de serviço), além disso, devem ser garantidas condições de durabilidade com custos compatíveis.

Os estados limites últimos estão relacionados ao colapso total ou parcial da estrutura, comprometendo a segurança dos usuários; e estão associados ao esgotamento da capacidade resistente, instabilidade e perda de equilíbrio. Os estados limites de utilização estão relacionados a deficiências no desempenho para as condições de utilização como, por exemplo, deformações e vibrações excessivas.

No Brasil, os códigos de projeto adotam o método dos estados limite como critério de projeto. As ações são majoradas e combinadas adequadamente e as resistências dos materiais são divididas por coeficientes parciais de modo a garantir a segurança estrutural. A NBR 8681:2003 é a norma de ações e segurança que serve de referência para as demais normas de projeto estrutural incluindo a NBR 8800:2008.

A durabilidade das estruturas de aço está fortemente ligada ao desenvolvimento de processos corrosivos. Além de sistema de proteção adequando (pintura, galvanização, uso de aços de alta resistência a corrosão) é necessária atenção especial ao detalhamento, evitando pontos de acumulo de umidade e poeira que podem acelerar a corrosão.

A exposição a temperaturas elevadas, provocada pela ação do fogo em situação de incêndio, é outro fator que pode comprometer a durabilidade da estrutura ou até provocar o seu colapso. As propriedades físicas dos aços comuns decrescem rapidamente a partir de 400^0C de temperatura. Em situação de incêndio a estrutura deve atender as exigências da NBR 14432:2001 e sua resistência deve ser verificada segundo a NBR 14323:1999. Para incrementar o desempenho da estrutura em situação de incêndio podem ser utilizados sistemas de proteção como, por exemplo, a pintura intumescente, revestimento dos perfis com argamassa refratária, revestimento dos perfis com concreto ou outros materiais isolantes.

1.3 Materiais e seções estruturais

O aço é uma liga metálica composta basicamente de ferro e de pequenas quantidades de carbono responsável por sua resistência. Na composição do aço também podem ser adicionados outros elementos para melhorar suas propriedades mecânicas, ou para fazê-lo adquirir propriedades especiais como, por exemplo, resistência a corrosão e a altas temperaturas. Em função da composição química é possível produzir diferentes tipos de aço - Tabela 1.2.

Aumentando o teor de carbono aumenta-se a resistência do aço, porém reduz-se a ductilidade e a soldabilidade. Os aços empregados na construção civil são os aços laminados a quente e apresentam teor de carbono da ordem de 0,18% a 0,25%.

Uma das vantagens do uso do aço em estruturas é o fato de ser um material homogêneo com características mecânicas bem definidas e de simples caracterização. Independentemente do tipo de aço as seguintes propriedades físicas da Tabela 1.1 são constantes.

Tabela 1.1 – Constantes físicas do aço

Constantes físicas do aço	
Módulo de elasticidade	$E=20000kN/cm^2$
Módulo de elasticidade transversal	$G=7700kN/cm^2$
Coeficiente de Poisson	$\nu=0,3$
Coeficiente de dilatação térmica	$\beta_a=1,2x10^{-5}\,^oC^{-1}$
Massa específica	$\rho_a=7850kg/m^3$

Para o projeto e dimensionamento de elementos estruturais em aço é importante conhecer o diagrama *tensão x deformação* que pode ser obtido por meio de ensaio de tração em corpos-de-prova padronizados; onde se define a resistência ao escoamento (f_y) e a resistência a ruptura (f_u). Diagramas tensão x deformação típicos são apresentados na Figura 1.1. No primeiro caso tem-se um diagrama com patamar de escoamento definido, típico de aços virgens. No segundo caso um diagrama tensão x deformação comum em aço que passaram por tratamento a frio com, por exemplo, o encruamento.

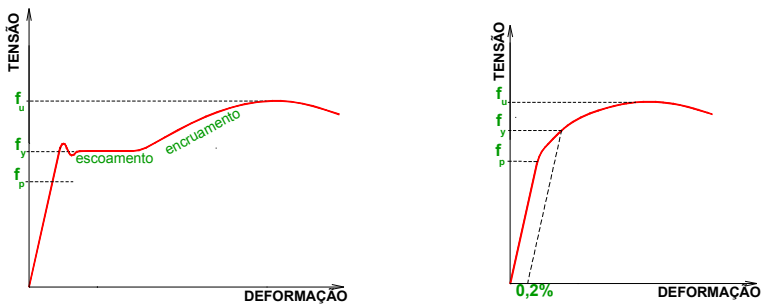


Figura 1.1 – Diagrama tensão x deformação

Para os procedimentos de dimensionamento a NBR 8800:2008 exige aços estruturais com $f_y \leq$ 450MPa e $f_u/f_y \geq 1,18$. Os valores nominais da resistência ao escoamento f_y e resistência a ruptura f_u dos aços mais comumente utilizados, definidos pela norma ASTM são indicados na Tabela 1.2, esses aços atendem os requisitos da NBR 8800:2008.

Tabela 1.2 – Valores nominais de resistência ao escoamento f_y e resistência a ruptura f_u dos aços correntes segundo especificação da ASTM

Denominação	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Produto	Grupo ou faixa de espessura	Grau	Classificação
ASTM A36	250	400 a 550	Perfis	1,2 e 3	---	Aço carbono
			Chapas e barras	t≤200mm		
ASTM A500	230	310	Perfis	4	A	
	290	400			B	
ASTM A572	290	415	Perfis	1,2 e 3	42	Baixa liga e alta resistência mecânica
	345	450			50	
	380	485			55	
	415	520	Chapas e barras	1 e2	60	
	450	550			65	
	290	415	Chapas e barras	t≤150mm	42	
	345	450		t≤100mm	50	
	380	485		t≤50mm	55	
	415	520		t≤31,5mm	60	
	450	550			65	
ASTM A242	345	485	Perfis	1	--	Baixa liga e alta resistência mecânica e resistente à corrosão (patinavel)
	315	460		2	--	
	290	435		3	--	
	345	480	Chapa e barras	t≤19mm	--	
	315	460		19≤t≤37,5mm	--	
	290	435		37,5≤t≤100mm	--	
ASTM A588	345	485	Perfis	1 e 2	--	Baixa liga e alta resistência mecânica e resistente a corrosão (patinavel)
	345	480	Chapas e barras	t≤100mm	--	
	315	460		100≤t≤125mm	--	
	290	435		125≤t≤200mm	--	

Grupo1 – perfis com espessura de mesa inferior ou igual a 37,5mm
Grupo 2 – perfis com espessura de mesa superior a 37,5mm e inferior ou igual a 50mm
Grupo 3 – perfis com espessura de mesa superior a 50mm
Grupo 4 – perfis tubulares

Na Tabela 1.3 são apresentados os tipos de parafusos mais utilizados em estruturas de aço com as respectivas resistências ao escoamento f_{yb} e a ruptura f_{ub} segundo as especificações das normas ASTM e ISO.

Tabela 1.3 – Tipos de parafusos com resistência ao escoamento f_{yb} e resistência a ruptura f_{ub}

Especificação	Resistência ao escoamento f_{yb} (MPa)	Resistência à ruptura f_{ub} (MPa)	Diâmetro d_b	
			milímetro	polegada
ASTM A307	-	415	-	$1/2 \leq d_b \leq 4$
ISO 898 Classe 4.6	235	400	$12 \leq d_b \leq 36$	
ASTM A325 [1)]	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ $24 < d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1$ $1 < d_b \leq 1\,1/2$
ISO 7411 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$	-
ASTM A490	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$	$1/2 \leq d_b \leq 1\,1/2$
ISO 7411 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$	-
NOTA: 1) Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR 350 COR ou à dos aços ASTM A588.				

Na classe dos parafusos ISO, exemplificando para classe 8.8, o primeiro conjunto de dígito corresponde a resistência ao escoamento f_y=8 x 100N/mm^2 e o segundo a relação f_u/f_y=0,8.

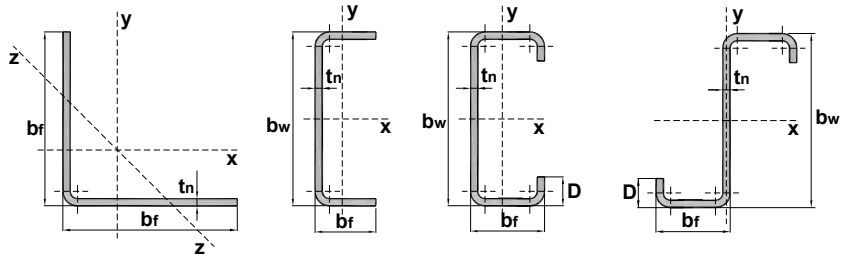
Com relação às soldas, independente do processo de soldagem, o metal de solda deve apresentar propriedades mecânicas compatíveis com o metal base. Na Tabela 1.4 são apresentadas as resistências mínimas à tração dos metais de solda.

Tabela 1.4 – Resistência mínima à tração dos metais de solda

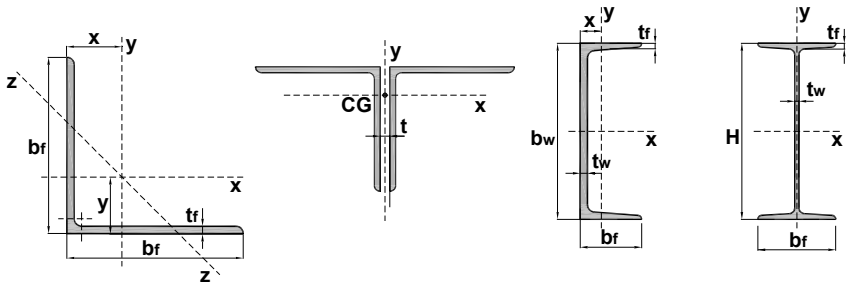
Metal da solda	f_w (MPa)
Todos os eletrodos com classe de resistência 6 ou 60	415
Todos os eletrodos com classe de resistência 7 ou 70	485
Todos os eletrodos com classe de resistência 8 ou 80	550

As estruturas metálicas são formadas, predominantemente por elementos lineares; as seções transversais destes elementos são denominadas comumente de perfis. A escolha da geometria do perfil depende do tipo e intensidade das solicitações, do processo de montagem, do processo de ligação, de fatores estéticos e de fatores ligados a durabilidade.

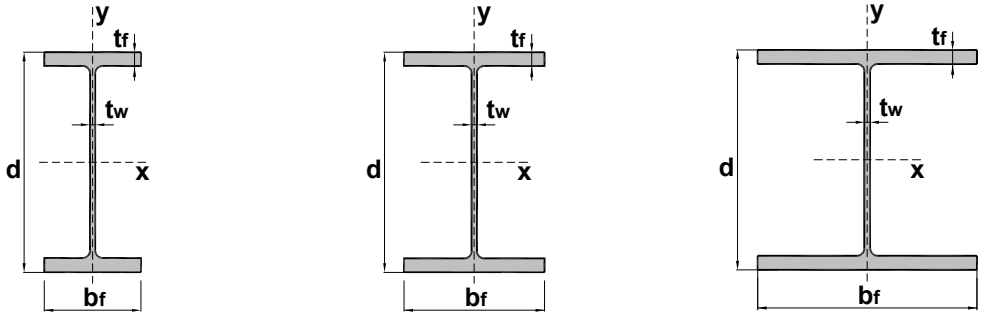
Os perfis estruturais podem ser classificados em três grupos em função do processo de obtenção. São os perfis formados a frio, os perfis laminados (padrão americano e padrão europeu ou de abas paralelas) e os perfis soldados. A Figura 1.2 apresenta as principais seções de cada grupo. Nos Anexo A, Anexo B e Anexo C são apresentadas tabelas com dimensões e características geométricas de seções/perfis de cada grupo.



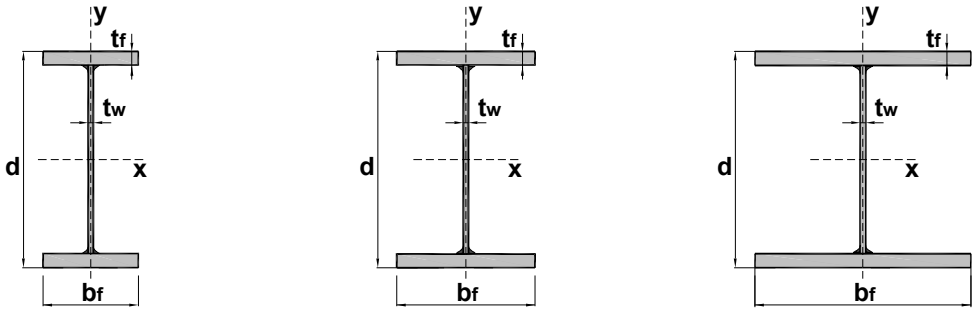
Perfis formados a frio



Perfis laminados padrão americano



Perfis laminados de abas planas



Perfis soldados, VS, CVS e CS

Figura 1.2 – Principais tipos de perfis estruturais

Os perfis formados a frio são obtidos por dobragem (conformação) de chapas planas. Apresentam grande relação inércia/peso produzindo estruturas leves, além disso, oferecem grande liberdade de forma e dimensões. No entanto, por serem fabricados com chapas de pequena espessura (de 1,5mm a 6,3mm) são mais sensíveis a flambagem local e perda de seção por corrosão. São aplicados em estruturas de pequeno porte ou elementos secundários. Os critérios de dimensionamento deste tipo de perfil são estabelecidos pela NBR 14762:2001 e não fazem parte do escopo deste texto.

Os perfis laminados do padrão americano apresentam baixa relação inércia/peso e pouca variedade de formas e dimensões, além disso, a espessuras de elementos variáveis (característica deste tipo de perfil) dificultam as ligações. Nos perfis laminados de abas planas esses problemas são resolvidos, no entanto, a oferta desses perfis no Brasil ainda é muito restrita.

Os perfis soldados são obtidos pela soldagem de chapas planas, principalmente em seção tipo I. O uso desses perfis no Brasil ocorreu em função da baixa oferta de perfis laminados de abas planas no mercado, sobretudo para edifícios.

A norma NBR 6355:2003 apresenta as exigências e tolerâncias dimensionais para as seções formadas a frio, enquanto a norma NBR 5884:2005 padroniza os perfis soldados.

Os perfis laminados são classificados em função da relação largura/espessura dos seus elementos em seções compactas, semicompactas e esbeltas.

As seções compactas são aquelas em que é possível a plastificação total com grandes rotações anteriormente ao aparecimento de flambagem local, e por essa razão podem ser adequadas para análise plástica.

As seções semicompactas não apresentam grande capacidade de rotação, no entanto é possível atingir a resistência ao escoamento, considerando os efeitos de tensões residuais, antes do aparecimento de flambagem local.

Nas seções esbeltas não é possível atingir a resistência ao escoamento, pois um ou mais dos seus elementos apresentarão flambagem local em regime elástico.

2 AÇÕES E SEGURANÇA

As estruturas devem ser projetadas para resistir as todas as ações atuantes durante a sua vida útil com segurança, desempenho e durabilidade adequada a sua utilização com custos de construção e manutenção compatíveis.

2.1 Critérios de dimensionamento

Dimensionar um elemento ou uma estrutura implica em escolher apropriadamente as seções que irão compô-la garantido segurança e durabilidade com custos compatíveis, ou seja, com a solução mais econômica possível.

O método de dimensionamento mais difundido atualmente é método dos estados limites. Neste método as ações, solicitações e resistência dos materiais são tratadas de forma semi-probabilística e a segurança é introduzida de forma qualitativa.

Para a aplicação do método dos estados limite é necessário conhecer o comportamento da estrutura com relação ao seu desempenho estrutural, ou seja, prováveis modos de falha e resposta as ações impostas a edificação em condições normais de utilização. Em função disto são definidos os ***Estados Limites Últimos (ELU)*** e os ***Estados Limites de Serviço (ELS).***

Os ***Estados Limites Últimos (ELU)*** estão ligados ao colapso total ou parcial da estrutura provocado por escoamento ou plastificação de seus elementos, perda de estabilidade, transformação da estrutura em mecanismo, etc. Ou seja, está relacionado à segurança da estrutura para as combinações de ações mais desfavoráveis ao longo da vida útil, durante a construção ou em situações que atuem carregamentos especiais ou excepcionais.

Já os ***Estados Limites de Serviço (ELS)*** estão relacionados ao comportamento da estrutura em condições de utilização, visando preservar as condições normais de uso da edificação, o conforto dos usuários e a integridade de subsistemas complementares que interagem com a estrutura. Deformações excessivas e vibrações são exemplos de estados limites de serviço.

Os critérios de segurança estrutural são baseados na norma brasileira NBR 8681:2003 que exige que a estrutura seja dimensionada para que nenhum estado limite seja excedido para as combinações de ações apropriadas.

2.1.1 Verificação para estado limite último (ELU)

Segundo o método dos estados limites a segurança estrutural é introduzida de forma qualitativa e pode ser expressa por: $S_d \geq R_d$.

S_d = Solicitações de cálculo que são os efeitos gerados por combinações apropriadas de ações de cálculos aplicadas a estrutura.

R_d = Resistência de cálculo que é o limite de resistência associado a uma determinada forma de colapso.

As solicitações de cálculo são obtidas majorando-se adequadamente as solicitações nominais, enquanto que as resistências de cálculo são obtidas minorando-se as resistências nominais.

2.1.2 Verificação para estado limite de serviço (ELS)

As condições usuais referentes aos estados limites de serviço são expressas por desigualdades do tipo: $S_{ser} \geq S_{lim}$.

S_{ser}= representa os valores dos efeitos estruturais de interesse, obtidos com base nas combinações de serviço.

S_{lim}= representa os valores limites adotados para esses efeitos em cada caso específico.

2.2 Ações

Segundo a NBR 8681:2003 ações são causas que provocam esforços e deformações nas estruturas e seus elementos; e podem ser classificadas como:

Ações permanentes: Não variam de forma significativa em intensidade, direção ou pontos de aplicação durante a vida útil da estrutura. Ex.: peso próprio da estrutura, revestimento, alvenaria e etc.

Ações variáveis: Apresentam variações significativas durante a vida útil da estrutura seja em intensidade, direção ou sentido. Ex.: sobrecargas de utilização, ação de vento, variação de temperatura, pontes rolantes e etc.

Ações excepcionais: Tem baixa probabilidade de ocorrência com duração bastante curta em comparação com a vida útil da estrutura. Ex.: explosões, impactos, ações sísmicas e etc.

A ação permanente é formada pelo peso próprio da estrutura e dos elementos fixos não estruturais como vedações e revestimentos. A NBR 6120:1980 fixa os valores de peso próprio de vários materiais estruturais e complementares. O peso próprio da estrutura avaliado na fase de pré-dimensionamento não deve diferir em mais de 10% do peso próprio real após o dimensionamento definitivo.

Valores de sobrecarga (cargas acidentais) em função do tipo e da utilização da edificação também são indicados na NBR 6120:1980.

A ação do vento nas edificações é determinada segundo os procedimentos da NBR 6123:1982.

O Anexo B da NBR 8800:2008 apresenta recomendações específicas sobre as ações variáveis oriundas do uso e ocupação para edifícios estruturados em aço; essas recomendações estão apresentadas em resumo na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Recomendações adicionais sobre ações variáveis devido ao uso e ocupação

Ação	Recomendações	
Sobrecarga em telhado	Mínimo de 0,25kN/m^2 Considera cargas provenientes de instalações e pequenas peças fixadas a estruturas. Casos especiais devem ser analisados em função da finalidade da edificação	
Efeito dinâmico e impacto	Elevadores	Majorar as ações em 100% Verificar limites de deformações na estrutura especificadas pelo fabricante.
	Equipamentos	Majorar em 20% ações devido a equipamentos leves com movimentos rotativos Majorar em 50% ações devido a equipamentos com movimentos alternados e grupos geradores
	Pontes rolantes	Majorar em 25% ações de ponte rolante comandada por cabine Majorar em 10% ações de ponte rolante comandadas por controle remoto ou pendente. Aplicar forças longitudinais ao caminho do trilho no valor de 10% da carga máxima das rodas em cada lado (sem majoração devido ao impacto) Aplicar forças transversais ao caminho do trilho com o maior valor entre: 1 – 10% da soma da carga içada, do trole e dos dispositivos de içamento. 2 – 5% da soma da carga içada com o peso total da ponte e seus equipamentos acessórios. 3 – 15% da carga içada.
	Pendurais	Majorar em 33% as ações gravitacionais em piso suportados por pendurais para levar em conta o impacto.

2.3 Carregamentos e combinações de ações

Um carregamento é constituído por um conjunto de ações com probabilidade de atuarem simultaneamente na estrutura. As ações devem ser combinadas de várias maneiras diferentes objetivando determina-se os efeitos mais nocivos para a estrutura. Portanto, cada carregamento é formado por combinações específicas de ações que podem ser classificadas em: normal, construtiva ou especial e excepcional.

2.3.1 Combinações de ações para estados limites últimos

As combinações para verificação de estados limites últimos podem ser classificadas em normais, especiais ou construtivas e excepcionais.

Combinação última normal – decorre do uso normal e previsto para a estrutura.

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi,k}) + \gamma_{q1}F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j}F_{Qj,k}) \tag{2-1}$$

Somatório das ações permanentes multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação + a ação variável principal multiplicada pelo seu coeficiente de ponderação + somatórios das demais ações variáveis multiplicadas pelos respectivos coeficientes de ponderação e de combinação.

Combinação especial ou construtiva

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi,k}) + \gamma_{q1}F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j,ef}F_{Qj,k}) \tag{2-2}$$

Combinação excepcional

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi,k}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j,ef}F_{Qj,k}) \tag{2-3}$$

As Tabela 2.2 e Tabela 2.3 apresentam os coeficientes de ponderação e combinação para cada carregamento.

Tabela 2.2 – Coeficientes de ponderação das ações

Ações permanentes						
Combinação	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldada no local e elementos construtivos industrializados	Peso próprio de construtivos industrializados com adição em loco	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normal	1,25 (1,0)	1,3 (1,0)	1,35 (1,0)	1,4 (1,0)	1,5 (1,0)	1,2 (1,0)
Construtiva ou especial	1,15 (1,0)	1,2 (1,0)	1,25 (1,0)	1,3 (1,0)	1,4 (1,0)	1,2 (0)
Excepcional	1,1 (1,0)	1,15 (1,0)	1,15 (1,0)	1,2 (1,0)	1,3 (1,0)	0 (0)

Ações variáveis			
	Efeito de temperatura	Ação do vento	Demais ações variáveis incluindo as decorrentes do uso
Normal	1,2	1,4	1,5
Construtiva ou especial	1,0	1,2	1,3
Excepcional	1,0	1,0	1,0

Notas:

1. Os valores entre parênteses devem ser utilizados quando a ação permanente for favorável à segurança.
2. O efeito de temperatura não inclui aqueles gerados por equipamentos, que deve ser considerado como ação variável decorrente do uso.

Tabela 2.3 – Coeficientes de combinação

Ações		ψ_0	ψ_1 [c]	ψ_2 [d]
Ação variável devido ao uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas[a].	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas[b].	0,7	0,6	0,4
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecarga em coberturas.	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variação uniforme de temperatura em relação à media anual local.	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
	Pilares e outros elementos que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7	0,6	0,4

[a] Edificações residenciais de acesso restrito

[b] Edificações comerciais, de escritórios e de acesso ao público.

[c] Para estado limite de fadiga usar $\psi_1=1$

[d] Para sismo como ação principal em combinações excepcionais usar $\psi_2=0$

2.3.2 Combinações para estados limites de serviço

Nas verificações de estados limites de serviço devem ser utilizadas ações nominais, ou seja, com coeficiente de ponderação das ações γ_f=1,0. Nas combinações de ações de serviço são usados os fatores de redução das ações ψ_1 e ψ_2, conforme Tabela 2.3. Essas combinações de ações são classificadas em raras, freqüentes e quase permanentes.

Combinações quase permanentes - Podem atuar durante um período da ordem da metade de vida útil da estrutura; e são utilizadas para os efeitos de longa duração e que comprometam a aparência da construção como, por exemplo, deslocamentos excessivos.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \tag{2-4}$$

$\psi_2 F_{Qk}$:- são os valores quase permanentes das ações variáveis.

Combinações freqüentes – Tem duração da ordem de 5% da vida útil da estrutura ou se repetem da ordem da 10^5 vezes em 50 anos. São utilizadas para verificação de estados limites que não causam danos permanentes e/ou que estão relacionados ao conforto do usuário como vibrações, movimentos laterais, empoçamento, abertura de fissuras e etc.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{2j} F_{Qj,k}) \tag{2-5}$$

F_{Q1} - ação variável principal com seu valor freqüente $\psi_1 F_{Q1,k}$

$\psi_2 F_{Qk}$ -demais ações variáveis com seus valores quase permanentes

Combinações Raras - Podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura. Utilizadas para os estados limites irreversíveis, isto é, que causam danos permanentes à estrutura ou a outros componentes da construção, e para aqueles relacionados ao funcionamento adequado da estrutura, tais como formação de fissuras e danos aos fechamentos.

$$F_{ser} = \sum_{i=1}^{m} F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{1j} F_{Qj,k}) \tag{2-6}$$

$F_{Q1,k}$ - ação variável principal com seu valor característico

$\psi_1 F_{Qk}$ - todas as demais ações com seus valores freqüentes

Na Tabela 2.4 são apresentados os valores limites de deslocamentos que devem ser obedecidos para o atendimento dos estados limites de serviço em estruturas metálicas.

Tabela 2.4 – Deslocamentos limites em Estruturas metálicas

Descrição	δ [1]
Travessas de fechamento	L/180 [2]
	L/120 [3] [4]
Terças de cobertura [7]	L/180 [5]
	L/120 [6]
Vigas de cobertura [7]	L/250
Vigas de piso	L/350 [8]
Vigas que suportam pilares	L/500
Vigas de rolamento: [10]	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	L/600 [9]
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	L/800 [9]
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	L/1000 [9]
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	L/400
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	L/600
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base	H/300
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	H/400 [11] [12]
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base	H/400
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	h/500 [13]

[1] *L* é o vão teórico entre apoios (para vigas biapoiadas) ou o dobro do comprimento teórico do balanço, *H* é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, *h* é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos).

[2] Deslocamento entre linhas de tirantes, paralelo ao plano do fechamento.

[3] Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

[4] Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor raro.

[5] Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

[6] Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor raro.

[7] Em telhados com pequena declividade, deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento.

[8] Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com esta viga, o deslocamento vertical também não deve exceder 15 mm.

[9] Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

[10] Considerar combinações raras de serviço.

[11] No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

[12] O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

[13] Considerar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

2.4 Exercício

Para a barra 1 da treliça que pertence a estrutura da Figura 2.1 determinar os esforços de cálculo para as ações atuantes na cobertura.

Ações:
Peso próprio: 30kg/m^2
Sobrecarga: 25kg/m^2
Monovia: 15kN
Vento sucção: 0,70kN/m^2
Vento pressão: 0,50kN/m^2

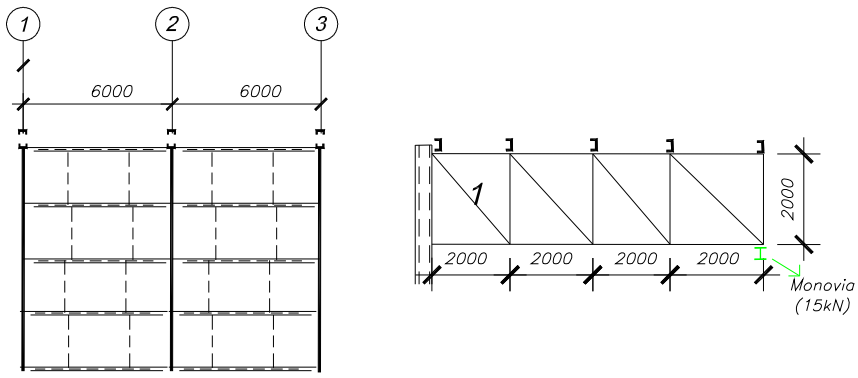


Figura 2.1 – Esquema da Estrutura: Planta e elevação (cotas em mm)

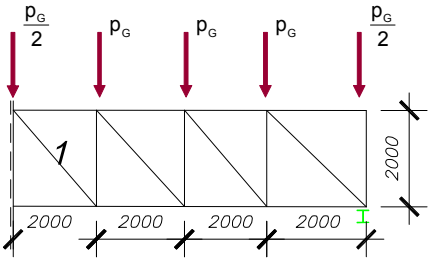
Solução 1 – Determinam-se os carregamentos básicos na treliça, calculam-se os esforços na barra 1 para estes carregamentos e posteriormente as faz-se as combinações com estes esforços para obter-se os esforços de cálculo.

Carregamentos básicos: os carregamentos básicos para a treliça são os apresentados em seguida:

As forças aplicadas em cada nó são obtidas multiplicando o carregamento distribuído no telhado pela área de contribuição de cada nó que é o produto da distância entre treliças pela distância entre terças.

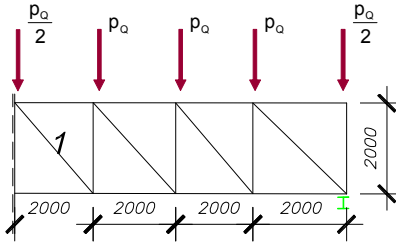
No caso da monovia será a capacidade nominal multiplicado por um coeficiente de impacto igual a 1,25.

Carregamento permanente



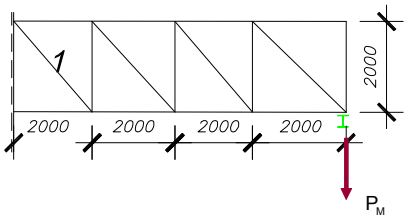
$$P_G = 0{,}3 \times 6 \times 2 = 3{,}6\text{kN}$$

Carregamento devido a sobrecarga



$$P_Q = 0{,}25 \times 6 \times 2 = 3{,}6\text{kN}$$

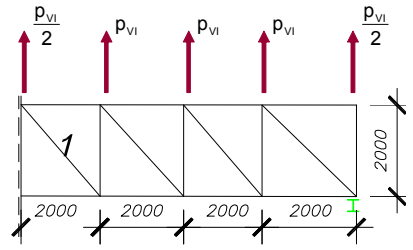
Carregamento devido a monovia



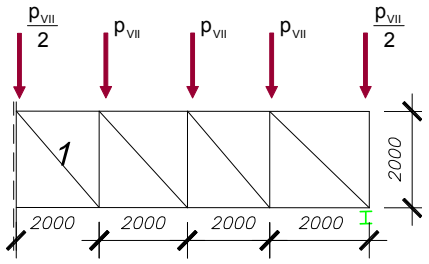
$$P_M = 1{,}25 \times 15 = 18{,}75\text{kN}$$

Carregamento devido ao vento (vento 1)

Carregamento devido ao vento (vento 2)



$$P_{VI} = 0,7 \times 6 \times 2 = 8,4kN$$



$$P_{VI} = 0,5 \times 6 \times 2 = 6kN$$

Esforços na barra 1 para os carregamentos básicos: resolvendo-se a treliça para cada um dos carregamentos indicados na Tabela 2.5 encontra-se os esforços na barra 1 - Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Esforços na barra 1

Carregamento	Esforço barra 1 (kN)
Permanente	+17,8 (tração)
Sobrecarga	+14,8 (tração)
Monovia	+26,5 (tração)
Vento 1	- 41,6 (compressão)
Vento 2	+29,7 (tração)

Combinações: São possíveis as seguintes combinações para a estrutura em questão a fim de se obter os esforços de cálculo:

Combinação 1 – com todos os esforços de tração considerando sobrecarga + monovia como ação principal. As duas podem ser somadas, pois são de mesma natureza.

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi}) + \gamma_{q1}F_{Q1} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j}F_{Qj})$$

$$1,25CP + 1.5(SC + M) + 1,4 \times 0,6VII$$

$$N_{comb1} = 1,25 \times 17,8 + 1.5(14,8 + 26,5) + 1,4 \times 0,6 \times 29,7 = 109,1KN$$

Combinação 2 - com todos os esforços de tração considerando o carregamento vento 2 como ação principal.

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi}) + \gamma_{q1}F_{Q1} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j}F_{Qj})$$

$$1,25CP + 1,4VII + 1.5 \times 0,5(SC + M)$$

$$N_{comb2} = 1,25 \times 17,8 + 1,4 \times 29,7 + 1.5 \times 0,5 \times (14,8 + 26,5) = 94,8KN$$

Combinação 3 - com todos os esforços de compressão e a ação permanente que obviamente deve está em todas as combinações.

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi}) + \gamma_{q1}F_{Q1} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j}F_{Qj})$$

$1,0CP + 1,4 \times VI$ (a ação permanente é favorável nesta combinação)

$$N_{comb3=} 1,0 \times 17,8 + 1,4 \times (-41,6) = -40,4kN$$

Portanto, os esforços de cálculo serão aqueles correspondentes às combinações críticas, ou seja, a barra deve ser dimensionada para um esforço de tração de 109,1kN e para um esforço de compressão de 40,4 kN, respectivamente. Esses valores são denominados envoltória de esforços.

Solução 2 – É possível resolver esse problema fazendo previamente as combinações com os carregamentos tomando-se o cuidado para não somar carregamentos com pontos de aplicações diferentes, como por exemplo, no caso da monovia.

Combinação

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi}) + \gamma_{q1}F_{Q1} + \sum_{j=2}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{0j}F_{Qj})$$

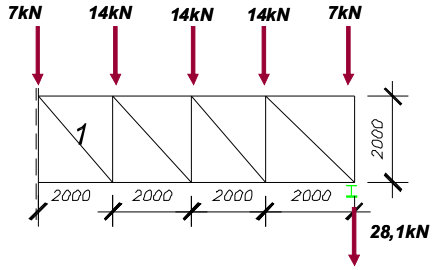
Croquis do carregamento de cálculo correspondente

Combinação 1

$$1{,}25CP + 1.5(SC + M) + 1{,}4 \times 0{,}6VII$$

$$F_1 = 1{,}25 \times 3{,}6 + 1.5 \times 3 + 1{,}4 \times 0{,}6 \times 6 = 14kN$$

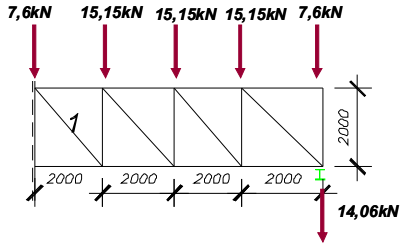
$$F_{1m} = 1.5 \times 18{,}75 = 28{,}1kN$$



$$1{,}25CP + 1{,}4VII + 1.5 \times 0{,}5(SC + M)$$

$$F_1 = 1{,}25 \times 3{,}6 + 1{,}4 \times 6 + 1.5 \times 0{,}5 \times 3 = 15{,}15KN$$

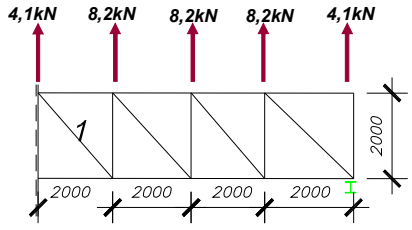
$$F_{1m} = 1{,}5 \times 0{,}5 \times 18{,}75 = 14{,}06kN$$



Combinação 3

$1{,}0CP + 1{,}4 \times VI$ (a ação permanente é favorável nesta combinação)

$$F = 1{,}0 \times 3{,}6 + 1{,}4 \times (-8{,}4) = -8{,}2kN$$



Resolvendo as estruturas com os carregamentos acima se encontra a mesma envoltória de esforços de cálculo obtida na solução 1.

3 ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1 Considerações gerais

A análise estrutural implicar na determinação da resposta da estrutura (esforços internos, reações e deslocamentos) as ações e combinações de ações a ela impostas. É uma das etapas mais importantes no projeto estrutural, pois pouco importa rigor na determinação da capacidade resistente de seus elementos constituintes se os esforços de cálculo e deslocamentos não são avaliados de maneira apropriada.

A análise estrutural - determinação de esforços e deslocamentos - depende das características de rigidez e deformabilidade da estrutura, do comportamento das seções, das imperfeições de fabricação e montagem, do comportamento das ligações e, principalmente, da estabilidade dos elementos e da estrutura como um todo. Portanto, a escolha do modelo de análise para uma dada estrutura deve considerar todos esses aspectos.

Para a análise estrutural é possível adotar um modelo elástico linear ou plástico; no primeiro caso admite-se que as tensões nos elementos da estrutura são inferiores à resistência ao escoamento do material, no segundo caso admite-se plastificação em algumas seções da estrutura e redistribuição de esforços; o comportamento da estrutura será dependente do comportamento reológico do material.

A análise da estrutura pode ainda ser realizada em primeira ordem ou em segunda ordem sendo que esta última é mais apropriada para a verificação da estabilidade. A análise em primeira ordem pressupõe, para o cálculo de esforços e deslocamentos, o equilíbrio da estrutura em sua posição inicial indeformada. Ao contrário, a análise em segunda ordem estabelece o equilíbrio da

estrutura na posição deformada, gerando esforços adicionais devido à ação das forças sobre os deslocamentos.

Em estruturas de edifícios de múltiplos andares ocorrem efeitos de 2ª ordem globais (denominados P-Δ) e locais nos elementos constituintes (denominados p-δ). Esses efeitos são oriundos dos deslocamentos que geram esforços adicionais e alteram os próprios deslocamentos; caracterizando um comportamento geometricamente não-linear.

O gráfico da Figura 3.1 apresenta as diferentes repostas *força aplicada x deslocamentos* de uma estrutura em função do modelo de análise adotado.

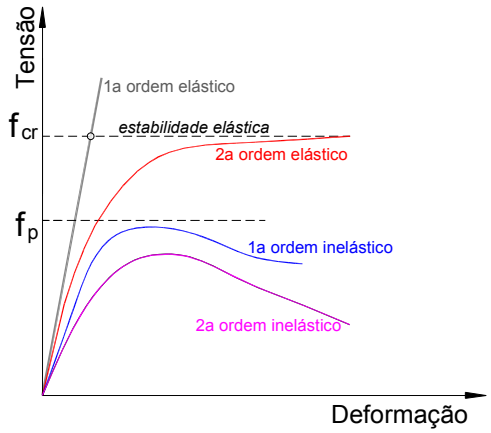


Figura 3.1 - Resposta estrutural em função do modelo de análise

Como pode se observar existe diferenças significativas na resposta estrutural, porém isso não é válido para todas as tipologias estruturais. Existem casos, por exemplo, onde uma análise elástica linear pode ser suficientemente representativa. Recursos computacionais atualmente disponíveis facilitam a análise estrutural e permitem o uso de métodos de análise mais rigorosos.

3.1.1 Efeitos de 2ª ordem

Um método simplificado bastante difundido para considerar os efeitos de 2ª ordem é o denominado processo dos coeficientes de amplificação. Assumindo que o comportamento de cada andar seja independente, e que o momento nos pilares decorrente dos efeitos de 2ª ordem seja equivalente aos causados por uma força lateral igual a $\sum F_v \Delta / h$ (binário do momento causado pelo somatório das forças verticais no andar pelo deslocamento horizontal) pode ser determinada a rigidez de cada pavimento fazendo:

$$R = \frac{\text{força horizontal}}{\text{deslocamentolateral}} = \frac{F_H}{\Delta_{1ª\,ordem}} = \frac{F_H + \sum F_v \Delta / h}{\Delta_{total}} \qquad (3\text{-}1)$$

F_H – Força horizontal no andar considerado

F_v – Forças verticais no andar considerado

$\Delta_{1^a\ ordem}$ - Deslocamento horizontal de 1ª ordem

h - Altura do pavimento

Δ_{total} - Deslocamento final total incluindo os efeitos de 2ª ordem

Resolvendo a equação é possível determinar o deslocamento final Δ_{total} por:

$$\Delta_{total} = \left(\frac{1}{1 - \frac{\sum F_v \Delta}{\sum F_H h}} \right) \Delta = B_2 \Delta \qquad (3\text{-}2)$$

Como se vê, os deslocamentos finais, incluindo os efeitos de 2ª ordem globais, podem ser estimados multiplicando-se os efeitos de 1ª ordem por um coeficiente de modificação B_2. Desde que os momentos fletores sejam proporcionais aos deslocamentos laterais, o coeficiente B_2 também pode ser aplicado aos momentos fletores de 1ª ordem para obter os momentos fletores em 2ª ordem.

De forma análoga, é possível demonstrar que os esforços finais de 2ª ordem locais, nas barras que compõem a estrutura, podem ser obtidos multiplicando os efeitos de 1ª ordem por um fator de modificação B_1 dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \qquad (3\text{-}3)$$

Onde:

P – Força normal de cálculo

P_e – Força normal de flambagem elástica

C_m – coeficiente que considera o efeito da distribuição não uniforme de momento fletor na barra (coeficiente de uniformização de momentos fletores).

O coeficiente C_m é função das condições de vinculação das extremidades e do carregamento nas barras.

De forma geral, por este procedimento, ou seja, utilizando coeficiente de amplificação, os esforços finais (momento fletor e força normal), considerando os efeitos de segunda ordem locais e globais podem ser determinados pelas expressões seguintes:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$
$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (3\text{-}4)$$

M_{nt} – Momento de 1ª ordem devido às combinações de ações adequadas, com os deslocamentos horizontais na estrutura impedidos por apoios fictícios.

M_{lt} – Momento de primeira ordem causado pelas reações dos apoios fictícios utilizados para o cálculo de Mnt.

Portanto, são necessárias duas análises em primeira ordem conforme ilustra a Figura 3.2.

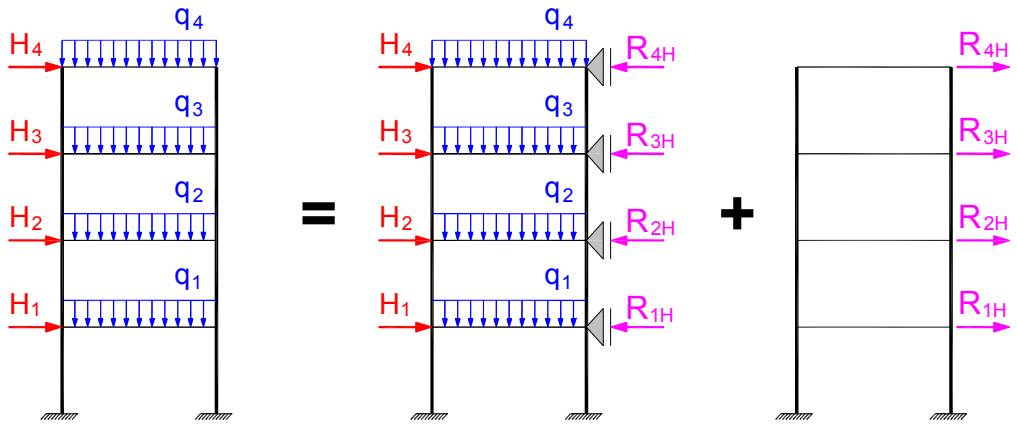


Figura 3.2 - Esquema para análise de 2ª ordem com coeficientes de amplificação

Os coeficientes B_1 e B_2 são, respectivamente, os coeficientes de amplificação para os efeitos de segunda ordem locais e globais, definidos e deduzidos anteriormente.

3.1.2 Influência das imperfeições

Nas estruturas em aço podem está presentes imperfeições na geometria (desaprumo da estrutura e/ou elementos não retilíneos) e imperfeições no material como, por exemplo, a presença de tensões residuais oriundas dos processos de fabricação.

As imperfeições geométricas são decorrentes do desaprumo da estrutura e da falta de alinhamento dos elementos que a constituem. No primeiro caso são denominadas imperfeições globais e decorrem dos processos de montagem da estrutura; no segundo caso denominam-se imperfeições locais que decorem dos processos de fabricação dos elementos. As normas técnicas estabelecem limites máximos para as imperfeições de fabricação em elementos de aço (imperfeições locais) em função do máximo desvio na barra; e para imperfeições globais em função dos deslocamentos relativos entre os níveis superior e inferior dos pavimentos.

Em geral as imperfeições locais podem ser embutidas nas expressões de dimensionamento dos elementos, ou podem ser introduzida na análise estrutural por meio de um conjunto de forças

transversais ao eixo da barra que representem essas imperfeições. Outra solução seria o desenvolvimento de elementos finitos curvos que em sua formulação possa ser contemplada as essas imperfeições locais.

As imperfeições globais podem ser inseridas diretamente na análise modelando a geometria da estrutura com uma inclinação correspondente ao desaprumo; esse não é um procedimento prático para o dia-a-dia de projeto. Pode-se ainda aplicar deslocamentos nodais ou forças horizontais fictícias que correspondam às imperfeições geométricas globais. As forças horizontais fictícias também denominadas forças nocionais são aplicadas ao nível de cada pavimento e calculadas como uma fração das ações gravitacionais no pavimento considerado.

As imperfeições de material são decorrentes das tensões residuais presentes nos perfis e que são oriundas dos processos de fabricação. Essas tensões residuais alteram o diagrama tensão x deformação do material reduzindo o trecho de comportamento elástico linear. Para representar esse fenômeno de forma rigorosa seria necessária uma análise física não-linear que é feita de forma interativa impondo que as tensões nos elementos estruturais obedeçam a um diagrama tensão x deformação pré-estabelecido. De forma simplificada as tensões residuais podem ser consideradas com reduções na rigidez axial e a flexão dos elementos.

3.1.3 Influência do comportamento das ligações

De modo geral as ligações são consideradas na análise idealmente como flexíveis ou rígidas. No entanto, a rigor, o comportamento das ligações é definido por uma curva momento-rotação e, desta forma é possível determinar a rigidez, o momento resistente e a capacidade de rotação das ligações e, em função disto, classificá-las em flexíveis, rígidas e semi-rígidas. Esse comportamento deve ser considerado na análise quando necessário.

Na análise estrutural a rigidez da ligação pode ser simulada por meio de molas de rotação com rigidez equivalente a rigidez da ligação em questão. Conseqüentemente essa consideração leva a diferentes distribuições de esforços na estrutura e a diferentes trajetórias de equilíbrio influenciando também a estabilidade da estrutura.

3.1.4 Estabilidade estrutural

Deve se garantir a estabilidade da estrutura como um todo e a estabilidade de seus elementos individualmente. A análise da estabilidade estrutural deve levar em conta, quando necessário, os efeitos de 2ª ordem, imperfeições iniciais e a influência das ligações. A verificação da estabilidade por ser conduzida de uma das formas abaixo:

Por meio de uma análise global incluindo as imperfeições (de material e geométricas locais e globais), todos os efeitos de 2ª ordem (globais e locais) e, caso seja necessário, a rigidez das ligações. Neste caso, para o dimensionamento dos elementos comprimidos o comprimento efetivo de flambagem é o próprio comprimento teórico deste elemento, ou seja, com essa análise o coeficiente de flambagem será K=1 em todas as situações. A NBR 8800:2008 recomenda este tipo de análise com base em um procedimento simplificado apresentado em seu Anexo D.

Por meio de uma análise global incluindo apenas as imperfeições e efeitos de 2ª ordem globais. As imperfeições e os efeitos de 2ª ordem locais são embutidos nas expressões de dimensionamento dos elementos comprimidos.

A estabilidade global pode ainda ser verificada de forma indireta por meio da verificação da estabilidade dos seus elementos constituintes. Neste caso faz-se uma correlação, por meios dos comprimentos efetivo de flambagem, entre o modo de flambagem dos elementos individuais e modo de flambagem global da estrutura. Ou seja, é necessário determinar os coeficientes de flambagem das barras em função da rigidez dos seus nós de extremidades; o que é feito por meio dos gráficos de alinhamentos no caso de barras pertencentes a estruturas contínuas.

3.2 Análise estrutural segundo a NBR 8800:2008

A NBR 8800:2008 classifica a estrutura quanto à deslocabilidade, e em função desta classificação adota diferentes procedimentos para a consideração dos efeitos de 2ª ordem e das imperfeições iniciais. O texto atual apresenta grande evolução em relação ao anterior no que diz respeito à análise estrutural; passa a ser exigida a análise em 2ª ordem e o método do comprimento efetivo de flambagem é abolido.

3.2.1 Classificação quanto à deslocabilidade

As estruturas são classificadas quanto à deslocabilidade em função da relação entre o deslocamento lateral de cada andar relativo à a sua base obtida em análise de 2ª ordem e aquele obtido em análise de 1ª ordem para as combinações de ações últimas pertinentes.

A NBR 8800:2008 classifica as estruturas em pequena, média e grande deslocabilidade. A estrutura é dita de pequena deslocabilidade quando a relação entre os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem não ultrapassarem 1,1 em todos os andares. De média deslocabilidade quando essa relação estiver entre 1,1 e 1,4 em pelo menos um dos andares. Grande deslocabilidade quando a relação entre os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem ultrapassarem 1,4 em pelo menos um dos andares. A relação entre

os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem pode ser determinada de forma aproximada pelo parâmetro B_2 que deve ser calculado para cada um dos andares da estrutura.

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{1}{R_m} \cdot \frac{\Delta_h}{h} \cdot \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}} \quad \textbf{(3-5)}$$

Onde:

$\sum N_{Sd}$ - Somatório da força normal de cálculo nos pilares do andar considerado;

$\sum H_{Sd}$ – Força cortante no andar considerado produzida pelas forças horizontais de cálculo;

Δ_h - Deslocamento relativo entre os níveis superior e inferior de cada andar obtido em análise de 1ª ordem;

h - Altura do pavimento;

R_m - Coeficiente de ajuste. 0,85 para estruturas aporticadas e 1 para os demais casos.

Para efeito de classificação as imperfeições iniciais de material não precisam ser consideradas na análise de primeira ordem.

3.2.2 Análise de 1ª ordem elástica

Para estruturas de pequena deslocabilidade a análise estrutural pode ser realizada em 1ª ordem desde que sejam obedecidas as seguintes exigências:

- A força axial de cálculo, em cada uma das combinações últimas, em todas as barras que participam do sistema de estilização lateral não deve superar 50% da força normal de escoamento da seção transversal destas barras;
- As imperfeições geométricas devem ser incluídas na análise;
- Os efeitos de segunda ordem locais devem ser considerados na determinação dos esforços de cálculo nas barras da estrutura.

Os esforços de cálculo finais das barras considerando os efeitos de 2ª ordem locais podem ser obtidos majorando os esforços de 1ª ordem pelo parâmetro B_1 dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1 \quad (3\text{-}6)$$

Onde:

N_{Sd1} - Força axial de compressão solicitante de cálculo na barra considerada obtida em análise de 1ª ordem.

N_e - Força axial de flambagem elástica com o comprimento real da barra; considerando se for o caso as imperfeições de material.

C_m - Coeficientes de uniformização de momentos fletores dado por:

$C_m = 1$ Quando houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão.

$C_m = 0{,}6 - 0{,}4\dfrac{M_1}{M_2}$ Quando não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão.

$\dfrac{M_1}{M_2}$ É a relação entre o menor e o maior momento fletor nas extremidades da barra que deve ser tomado positivo quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativo quando os momentos provocarem curvatura simples.

Se a força axial na barras for de tração deve ser considerado B_1=1.

Cumpridas essas exigências para análise de 1ª ordem o coeficiente de flambagem pode ser K=1 no dimensionamento das barras comprimidas.

3.2.3 Análise de 2ª ordem

Para as estruturas de pequena deslocabilidade onde a análise em 1ª ordem não for possível e nas estruturas de média deslocabilidade os esforços solicitantes finais de cálculo devem ser obtidos em análise de 2ª ordem. É permitido qualquer método de análise rigorosa, simplificada ou aproximada. É sugerido o método de amplificação de esforços baseado nos coeficientes B_1 e B_2 que pode ser considerado uma aproximação aceitável para os efeitos de 2ª ordem locais e globais.

Nestes casos devem ser incluídas na análise as imperfeições geométricas que pode ser por meio de aplicação de forças nocionais ao nível de cada andar. E, nas estruturas de grande deslocabilidade deve também se incluir as imperfeições do material por meio da redução da rigidez a flexão e axial das barras para 80% de seus valores reais.

Os esforços solicitantes de cálculo finais, em cada andar da estrutura, segundo o método de amplificação B_1 e B_2 são dados por:

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$
$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \qquad (3\text{-}7)$$

Onde:

M_{nt} e N_{nt} são, respectivamente, o momento fletor e a força axial solicitantes de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, com os nós da estrutura impedidos de se deslocar horizontalmente (usando-se, na análise, contenções horizontais fictícias em cada andar – Figura 3.3b);

M_{lt} e N_{lt} são, respectivamente, momentos fletor e a força axial solicitante de cálculo, obtidos por análise elástica de primeira ordem, correspondente apenas ao efeito dos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura (efeito das reações das contenções fictícias aplicadas em sentido contrário, nos mesmos pontos onde tais contenções foram colocadas – Figura 3.3c);

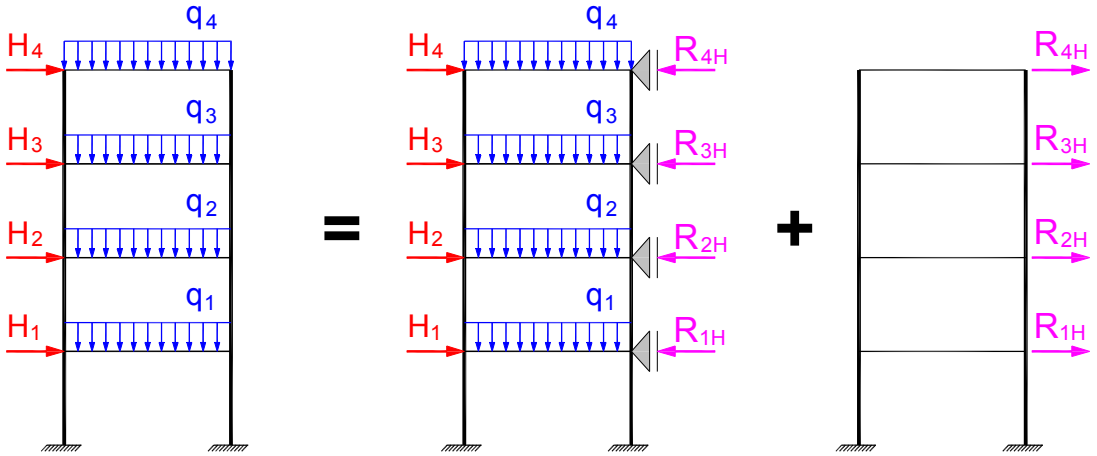


Figura 3.3 - Modelo para Análise aproximada de 2ª ordem

A força cortante solicitante de cálculo pode ser tomada igual à da análise elástica de primeira ordem na estrutura original que corresponde a:

$$V_{Sd} = V_{nt} + V_{lt} \qquad (3\text{-}8)$$

Para as estruturas de grande deslocabilidade deve ser feita uma análise rigorosa levando-se em conta as não-linearidades geométricas e de material. Opcionalmente, a critério do responsável técnico pelo projeto estrutural, poderá ser utilizado o procedimento de análise apresentado para as estruturas de média deslocabilidade, desde que os efeitos das imperfeições geométricas iniciais sejam adicionados às combinações últimas de ações em que atuem ações variáveis devidas ao vento.

Tendo sido feita a análise de 2ª ordem, ainda que por procedimentos simplificados, o coeficiente de flambagem pode ser K=1 no dimensionamento das barras comprimidas.

3.2.4 Consideração das imperfeições iniciais

Nas estruturas de pequena e média deslocabilidade, os efeitos das imperfeições geométricas iniciais devem ser levados em conta diretamente na análise por meio da consideração, em cada andar, de um deslocamento horizontal relativo entre os níveis inferior e superior (interpavimento) de h/333, sendo h a altura do andar. Alternativamente estes efeitos podem ser levados em conta pela aplicação, em cada andar, de uma força horizontal fictícia (força nocional) igual a 0,3% do valor das cargas gravitacionais de cálculo aplicadas em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Não é necessário somá-las às reações horizontais de apoio. Os efeitos das imperfeições geométricas iniciais deverão ser considerados independentemente em duas direções ortogonais em planta da estrutura. Esses efeitos podem ser entendidos como um carregamento lateral mínimo. Entende-se aqui como carregamento lateral mínimo o fato de não se considerar imperfeição geométrica nas combinações de ações que contenham os carregamentos de vento.

Nas estruturas de média deslocabilidade deve se incluir também as imperfeições de material por meio da redução da rigidez a flexão e axial das barras para 80% de seus valores reais.

Nas estruturas de grande deslocabilidade as forças nocionais devido às imperfeições geométricas devem ser adicionadas a todas as combinações de ações últimas inclusive àquelas que contenham ações horizontais devidas ao vento.

3.3 Exemplo de aplicação

Neste tópico será apresentado um exemplo que considera os efeitos de 2ª ordem segundo as especificações do NBR 8800:2008. A geometria da estrutura, as seções transversais das barras e o carregamento de cálculo são apresentados na Figura 3.4. Para o aço foi utilizado o módulo de elasticidade E = 20500 kN/cm^2.

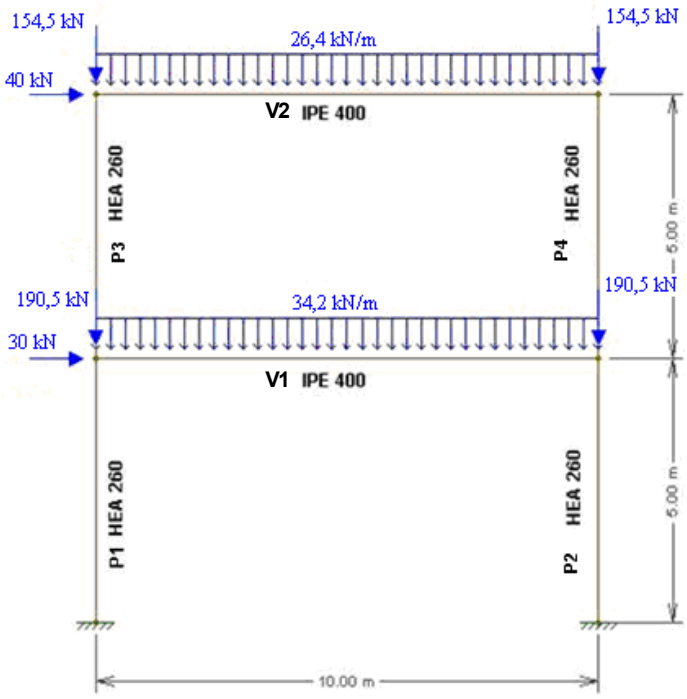


Figura 3.4 Geometria e carregamentos do pórtico exemplo

O primeiro passo é realizar uma análise da estrutura em 1ª ordem em regime elástico e sem imperfeições. Com os deslocamentos obtidos nesta análise calcula-se o parâmetro B_2 para classificar a estrutura quanto á deslocabilidade. Na Tabela 3.1 os resultados de deslocamentos em primeira ordem e os parâmetros necessários para a classificação da estrutura.

Tabela 3.1 – Classificação da estrutura

Cálculo de $B_2 = \dfrac{1}{1 - \dfrac{1}{R_m} \cdot \dfrac{\Delta_h}{h} \cdot \dfrac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}}$

Pavimento	h (cm)	δ (cm)	Δ_{1h} (cm)	ΣN_{Sd} (kN)	ΣH_{Sd} (kN)	B_2	Classificação
1	500	2,82	2,82	1296	70	1,14	Média deslocabilidade
2	500	5,55	2,63	573	40	1,10	

Como $1{,}1 < B_2 \leq 1{,}4$ a estrutura é classificada de média deslocabilidade e, portanto, devem ser consideradas as imperfeições de material reduzindo a rigidez axial e de flexão das barras para 80% dos valores originais e, conseqüentemente, recalcular o parâmetro B_2 para determinação dos esforços finais. A Tabela 3.2 apresenta o cálculo de B_2 incluindo os efeitos dessas imperfeições de material.

Tabela 3.2 – Cálculo de B_2 com imperfeições de material

Pavimento	h (cm)	δ (cm)	Δ_{1h} (cm)	ΣN_{Sd} (kN)	ΣH_{Sd} (kN)	B_2
1	500	3,54	3,54	1296	70	1,18
2	500	6,77	3,20	573	30	1,12

Neste caso, devem ser consideradas forças horizontais fictícias (nocionais) para levar em conta as imperfeições geométricas. Porém, Pelo o fato da estrutura ser classificada de média deslocabilidade e atuar na estrutura ações laterais devidas ao vento implica a não consideração das forças nocionais fictícias na mesma combinação da ação do vento. A rigor essas forças nocionais devem ser consideradas em outra combinação de ações em que não esteja presente a ação do vento.

Para avaliar os efeitos locais de segunda ordem deve-se calcular, para cada barra o parâmetro B_1, conforme apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – cálculo de B_1

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd1}}{N_e}} \geq 1{,}0$$

Barra	N_{sd} (kN)	N_e (kN)	C_m	B_1
P1	613,92	6759,0	0,79	1,0
P2	682,08	6759,0	0,97	1,08
P3	274,84	6759,0	0,79	1,0
P4	298,16	6759,0	0,97	1,01
V1	79,41	3740,0	1,0	1,02
V2	Tração	3740,0	1,0	1,00

Para o cálculo de N_e devemos considerar a rigidez EI com 80% do valor original, pois a estrutura foi classificada como de média deslocabilidade e o comprimento efetivo de flambagem igual ao comprimento da barra.

Para a determinação dos esforços finais é necessário decompor a estrutura original a fim de separar os efeitos locais e globais, conforme ilustra a Figura 3.3. A Tabela 3.4 Tabela 3.5 apresentam respectivamente os esforços finais considerando os efeitos de 2ª ordem com os parâmetros B_1 e B_2 em comparação com os obtidos em 1ª ordem.

Tabela 3.4 - Momentos de cálculo em 1ª e em 2ª ordem segundo nas extremidades e no meio da barra

Barra	Cota (m)	M_1 (kNm)	M_{nt} (kNm)	M_{Lt} (kNm)	B_1	B_2	M_2 (kNm)	M_1/M_2
1	0,0	61,8	-43,0	105,1	1,0	1,18	81,02	1,31
1	2,5	41,0	23,8	17,2	1,0	1,18	44,10	1,08
1	5,0	20,1	90,5	-70,6	1,0	1,18	7,19	0,36
2	0,0	-100,5	-141,5	40,8	1,08	1,12	-107,12	1,07
2	2,5	-2,2	6,0	-8,3	1,08	1,12	-2,82	1,28
2	5,0	96,1	153,5	-57,4	1,08	1,12	101,49	1,06
3	0,0	147,8	42,6	104,8	1,0	1,18	166,26	1,12
3	2,5	-6,4	-23,6	17,2	1,0	1,18	-3,30	0,52
3	5,0	-160,5	-89,9	-70,4	1,0	1,18	-172,97	1,08
4	0,0	184,1	143,2	40,9	1,01	1,12	190,44	1,03
4	2,5	-14,2	-5,9	-8,2	1,01	1,12	-15,14	1,07
4	5,0	-212,5	-155,1	-57,4	1,01	1,12	-220,94	1,04
5	0,0	-120,6	-232,0	111,5	1,02	1,18	-105,07	0,87
5	4,5	201,8	190,7	11,2	1,02	1,18	207,73	1,03
5	10,0	-344,6	-233,1	-111,4	1,02	1,18	-369,21	1,07
6	0,0	-96,1	-153,5	57,4	1,00	1,12	-89,21	0,93
6	4,5	-79,3	178,2	-99,0	1,00	1,12	67,32	0,85
6	10,0	-212,5	-155,1	-57,4	1,00	1,12	-219,39	1,03

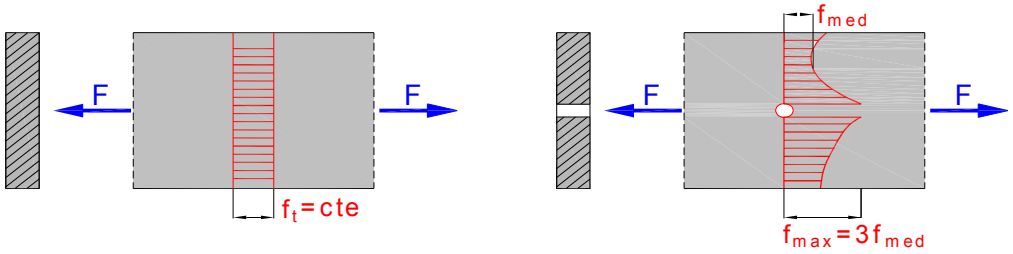
Tabela 3.5 – Esforços normais de cálculo em 1ª e em 2ª ordem

Barra	P_1 (kNm)	P_{nt} (kNm)	P_{Lt} (kNm)	B_1	B_2	P_2 (kNm)	P_1/P_2
1	-614,0	-647,7	33,8	1,0	1,18	-607,82	0,99
2	-274,9	-286,3	11,5	1,08	1,12	-273,42	0,99
3	-682,0	-648,3	-33,8	1,0	1,18	-688,18	1,01
4	-298,1	-286,7	-11,5	1,01	1,12	-299,58	1,00
5	17,7	2,3	-15,4	1,00	1,18	-15,87	0,90
6	-79,3	-99,0	-19,7	1,00	1,12	-121,06	1,53

4 TRAÇÃO

Elementos submetidos à tração são encontrados em barras de treliças, pendurais, barras de contraventamento, tirantes e etc.

Os elementos metálicos quando submetidos a esforços de tração não estão sujeitos a instabilidades. Neste caso, os estados limites aplicáveis estão relacionados ao escoamento da seção bruta e a ruptura de seção efetiva na região da ligação – Figura 4.1.



Seção bruta Seção líquida

Figura 4.1 – Distribuição de tensões em barras tracionadas

Na seção bruta é plausível admitir distribuição de tensões uniformes ao contrário do que ocorre na seção líquida devido à concentração de tensões junto a parafusos e/ou soldas e pelo fato da ligação, em certos casos, conectar apenas parte dos elementos que formam a seção.

4.1 Determinação da resistência de cálculo a tração

A resistência de cálculo a tração será o menor valor obtido para os estados limites últimos aplicáveis, ou seja, escoamento da seção efetiva e ruptura da seção líquida.

Estado limite último de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma} \qquad \text{com} \quad \gamma = 1{,}1 \tag{4-1}$$

Estado limite último de ruptura da seção líquida efetiva:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma} \qquad \text{com} \quad \gamma = 1{,}35 \tag{4-2}$$

$$A_e = C_t A_n \tag{4-3}$$

f_y - Resistência ao escoamento

f_u - Resistência a ruptura

A_g - Área bruta da seção

A_n - Área líquida da seção

A_e - Área líquida efetiva

C_t - Coeficiente de redução da área líquida.

Em seções onde não existam furos a área líquida será igual a área bruta. Em seções conectadas por meio de parafusos a área liquida A_n é dada pela diferença entre a área bruta e o somatório das áreas de furos na seção considerada. Para o cálculo do diâmetro do furo deve ser acrescido ao diâmetro do parafuso 1,5mm (para furo padrão) e mais 2 mm de folga (prevendo danificação do material na borda do furo, sobretudo em furos puncionados).

$$A_n = A_g - \sum d_f t \quad \text{com} \quad d_f = d_b + 1{,}5mm + 2mm \tag{4-4}$$

d_f - diâmetro do furo t - espessura da seção

No caso de furos em zig-zag deve se somar a parcela $s^2/4g$ para cada trecho inclinado entre furos - Figura 4.2. Nesta situação existem várias possibilidades de seção de ruptura, sendo que a crítica corresponde a cadeia de furos que resultar com menor área líquida.

$$A_n = A_g - \sum d_f t + \frac{s^2}{4g} \tag{4-5}$$

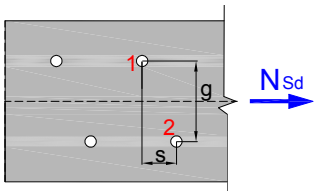


Figura 4.2 – Área líquida em regiões com furos em zig-zag

É comum que as ligações nas extremidades de barras tracionadas não se estendam a todos os elementos da seção. Nestes casos ocorrem concentrações tensões junto aos elementos conectados e alívio nas partes não conectadas do perfil; resultando em redução da eficiência da seção - Figura 4.3.

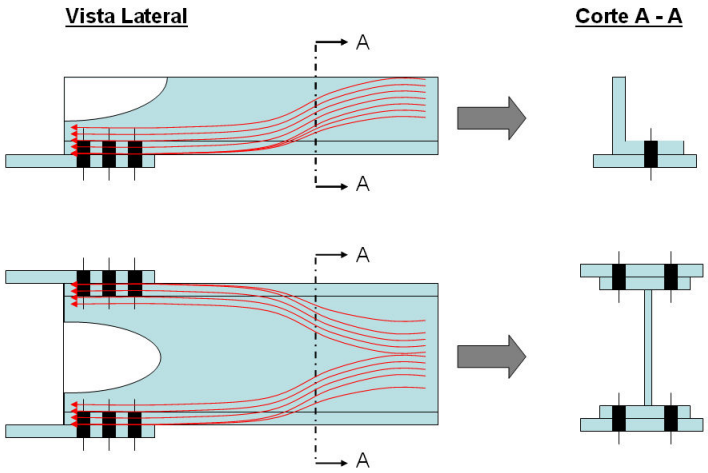
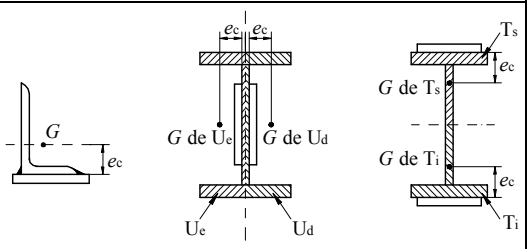
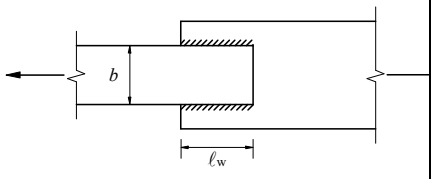


Figura 4.3 – Fluxo de tensões nas extremidades de barras tracionadas.

Esse efeito é considerado no cálculo, de forma indireta, por meio de um coeficiente de redução da área líquida (C_t) que depende do arranjo de parafusos e soldas nas ligações de extremidades. A Tabela 4.1 apresenta os valores do coeficiente C_t para diversas situações.

Tabela 4.1 – Valores do coeficiente de redução C_t

Situação	C_t	Observações
Todos os elementos da seção conectados por solda ou parafuso	1	
Solicitação de tração transmitida por soldas transversais a solicitação	$C_t = \frac{A_c}{A_g}$	A_c – área conectada A_g – área bruta da seção
Perfis abertos onde a solicitação é transmitida, em partes dos elementos da seção, por parafusos, soldas longitudinais, ou combinação de soldas longitudinais e transversais.	$0{,}6 \le C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c} \le 0{,}9$ e_c - Distância entre o c_g e o plano de cisalhamento. ℓ_c - Comprimento da solda ou distância do primeiro ao último parafuso.	
Chapas planas com solicitação de tração transmitidas por solda longitudinal.	$C_t = 1$ para $\ell_w \ge 2b$ $C_t = 0{,}87$ para $2b > \ell_w \ge 1{,}5b$ $C_t = 0{,}75$ para $1{,}5b > \ell_w \ge b$	

4.1.1 Verificação para estado limite de serviço

Elementos tracionados podem resultar em seção com elevado índice de esbeltez o que pode dar origem a vibrações excessivas sob a ação de impactos, do vento ou de algum outro tipo de perturbação, constituindo um estado limite de serviço.

As normas costumam limitar o índice de esbeltez máximo dos elementos tracionados para evitar esses estados limites. Segundo a NBR 8800:2008 a esbeltez de elementos tracionados não dever superar 300, excetuando-se desse limite as barras redondas pré-tensionadas e outras barras montadas com pré-tensão, para as quais não há limitação de esbeltez.

Em seções formadas por composição de perfis a ebeltez de cada perfil que compõe a seção também está limitada a 300. Nestes casos os perfis podem ser interligados através chapas espaçadoras, de modo que o maior índice de esbeltez de qualquer perfil entre essas chapas espaçadoras, não ultrapasse 300 - Figura 4.4.

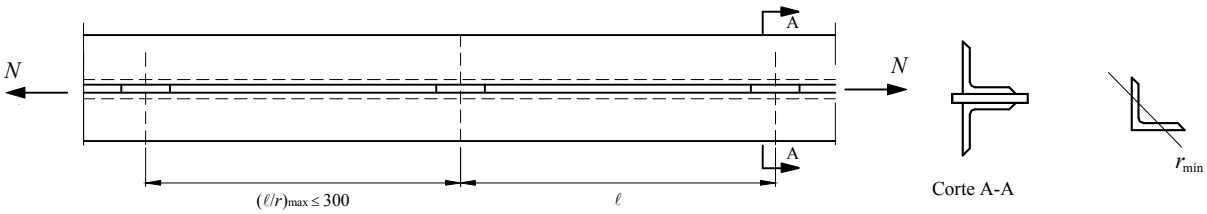


Figura 4.4 – Seção composta com chapas espaçadoras (presilhas)

4.2 Exercício

Dimensionar a diagonal de apoio da treliça da Figura 4.5 para a envoltória de esforços obtida no exercício do item 2.4. No pré-dimensionamento foi definida uma seção dupla cantoneira 2L 63 x 4,75mm em aço ASTM A36. O detalhe de ligação na extremidade da barra também é apresentado na Figura 4.5. Neste exemplo a seção 2L 63 x 4,75mm será verificada para o esforço de calculo a tração N_{sd}=109kN.

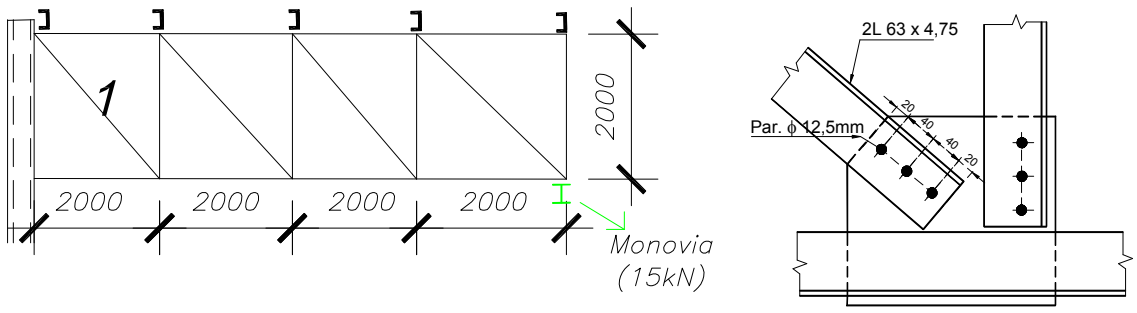
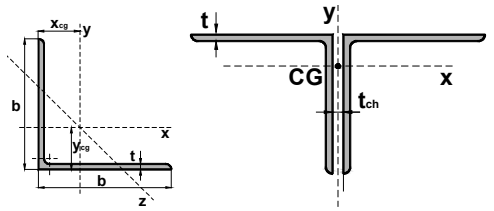


Figura 4.5 – Treliça e detalhe de ligação para exercício 4.2 (cotas em mm)

As propriedades geometrias da seção são as apresentadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades geométricas da seção dupla cantoneira 2L 63 x 4,75mm



b (mm)	t (mm)	t_{ch} (mm)	A (cm^2)	r_x (cm)	r_y (cm)	r_z (cm)	X_{cg} (cm)
63	4,75	6,3	11,6	1,98	2,87	1,27	1,75

Verificação do estado limite ultimo de escoamento da seção bruta:

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_y}{\gamma} \qquad N_{t,Rd} = \frac{11{,}6 \times 25}{1{,}1} = 263{,}6kN$$

Verificação do estado limite ultimo de ruptura da seção efetiva

$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma} \qquad A_e = C_t A_n$$

$$A_n = A_g - 2t(d_b + 0{,}15 + 0{,}2) = 11{,}6 - 2 \times 0{,}475(1{,}25 + 0{,}15 + 0{,}2) = 10{,}08cm^2$$

$$0{,}6 \le C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c} \le 0{,}9 \quad e_c = X_{cg} = 17{,}5mm \quad C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c} = 1 - \frac{17{,}5}{80} = 0{,}78$$

$$A_e = C_t A_n \qquad A_e = 0{,}78 \times 10{,}08 = 7{,}86$$

$$N_{t,Rd} = \frac{7{,}86 \times 40}{1{,}35} = 233kN$$

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{r_x} = \frac{282{,}8}{1{,}98} = 143 \le 300 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{r_y} = \frac{282{,}8}{2{,}87} = 98{,}5 \le 300 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_z = \frac{\ell_z}{r_z} = \frac{282{,}8}{1{,}24} = 228 \le 300 \quad \text{ok}$$

Portanto a resistência de cálculo a tração do elemento é $N_{t,Rd} = 233kN$. Para a verificação da segurança: $N_{t,Rd} \ge N_{t,Sd} = 109kN$ ok.

Verificação do estado limite de serviço – ELS

Para verificação do estado limite de serviço a esbeltez da seção, composta por dupla cantoneira não poderá superar 300. A esbletez de uma cantoneira isolada em relação ao eixo de menor inércia também não poderá superar 300.

Portanto, a seção 2L 63 x 4,75mm está verificada para os estados limites últimos e de serviço.

5 COMPRESSÃO

O modo de colapso em barras submetidas à compressão pode está associado ao escoamento da seção, a instabilidade global da barra ou a instabilidade local dos elementos que compõem a seção. Em barras curtas e seções formadas por elementos com baixa relação largura/espessura pode ocorrer a plastificação. Porém, nos casos práticos predomina o colapso por instabilidade global, local ou a combinação destes dois fenômenos.

5.1 Instabilidade Global – aspectos teóricos

5.1.1 Carga crítica de flambagem elástica

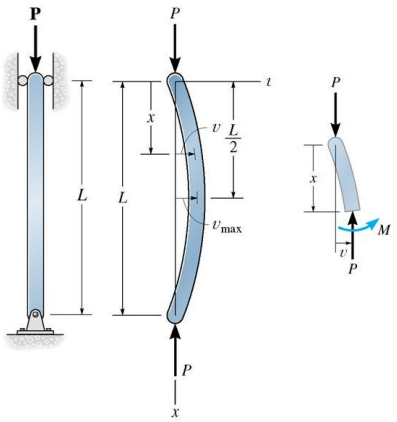
A flambagem, que é um problema de estabilidade estrutural, se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transvasais em elementos submetidos a esforços de compressão. Em estruturas metálicas os problemas de estabilidade são particularmente importantes já que os seus elementos apresentam elevada esbeltez em função da grande resistência do aço.

O fenômeno da flambagem foi inicialmente estudo por EULER (1707-1783). Nos seus estudos EULER considerou uma barra ideal com as seguintes simplificações e/ou aproximações:

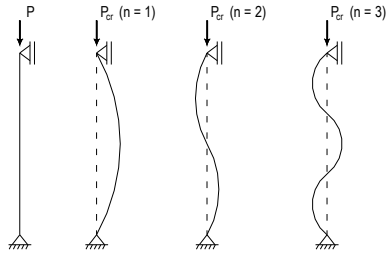
- Material é homogêneo de comportamento elástico linear perfeito;
- Barra é prismática e sem imperfeições;
- Extremidades rotuladas (vínculos ideais);
- Força aplicada sem excentricidade.
- Não ocorre estabilidade local dos elementos da seção

Segundo essas hipóteses simplificadoras e admitindo o equilíbrio da barra em uma posição levemente deformada é possível deduzir a equação diferencial que rege o problema partindo-se da equação da linha elástica (Figura 5.1)

Barra para estudo da flambagem



Modos de flambagem



E = módulo de elasticidade

I = momento de inércia da seção

$$EI\frac{d^2v}{dx^2} = M = -Pv \quad \text{ou} \quad \frac{d^2v}{dx^2} + \left(\frac{P}{EI}\right)v = 0 \quad (5\text{-}1)$$

A solução geral para essa equação diferencial homogênea de segunda ordem é do tipo:

$$v = C_1 sen\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) + C_2 \cos\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) \quad (5\text{-}2)$$

As constantes C_1 e C_2 podem ser determinadas utilizando as condições de contorno nos apoios. Ou seja, no caso de apoios rotulados tem $v = 0$ em $x = 0$ e $x = L$ que resulta em respectivamente:

$$C_2 = 0$$

$$C_1 \operatorname{sen}\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right) = 0$$

A segunda condição será satisfeita se $sen\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}L\right) = 0$ o que ocorre

para $\sqrt{\frac{P}{EI}}L = n\pi$ o que permite determinar a carga crítica:

$$P = \frac{n^2\pi^2 EI}{L^2} \quad (5\text{-}3)$$

O primeiro modo de flambagem ocorre para $n = 1$ e a força correspondente e a força crítica de EULER

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (5\text{-}4)$$

Figura 5.1 – Equilíbrio da barra para estudo da flambagem e equacionamento

Para condições de contorno diferentes obviamente obtem-se valores diferentes para P_{cr} após a solução da equação diferencial. Na prática de projetos pode-se substituir o comprimento real da barra por um comprimento fictício denominado comprimento efetivo de flambagem; para isso deve-se multiplicar o comprimento da barra em questão por uma constante denominada coeficiente de flambagem K que é função das condições de apoios. O comprimento efetivo de flambagem seria o comprimento que uma barra com condição de vínculo qualquer deveria ter para flambar como uma barra biarticulada. Em uma linguagem mais técnica seria a distância entre pontos de inflexão na linha elástica da barra - Figura 5.2.

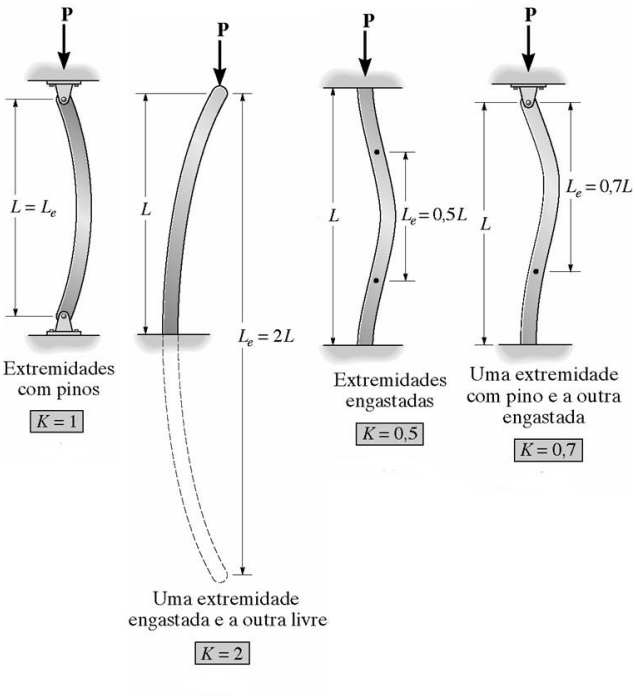


Figura 5.2 – conceito de comprimento de flambagem

Dividindo-se a força crítica de EULER pela área da seção transversal do elemento definir-se a tensão crítica de flambagem elástica:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \tag{5-5}$$

Onde λ é denominada esbeltez da barra e dada por: $\lambda = \frac{k\ L}{r}$ sendo r o raio de giração da seção transversal.

Em elementos sem imperfeições geométricas iniciais e constituídos de aço com comportamento elástico perfeitamente plástico só ocorrerá flambagem em regime elástico se a tensão crítica de EULER for inferior a resistência ao escoamento. Caso o elemento não apresente flambagem sua tensão crítica será igual a tensão limite de escoamento do aço, ou seja:

$$f_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = f_y \tag{5-6}$$

Donde se deduz a esbeltez limite de plastificação

$$\lambda_{pl} = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_y}} \tag{5-7}$$

E com base na esbeltez de plastificação define-se o coeficiente de esbeltez reduzido:

$$\lambda_0 = \frac{\lambda}{\lambda_{pl}} \tag{5-8}$$

Portanto, em barras curtas com esbeltez $\lambda \leq \lambda_{pl}$ não ocorre flambagem e a falha ocorre por plastificação da seção. Em barras longas com esbeltez $\lambda \geq \lambda_{pl}$ ocorre flambagem em regime elástico dentro da validade das hipóteses de EULER. O comportamento tensão normal x esbeltez de um elemento comprimido é representado na Figura 5.3; é possível definir um fator de flambagem global dados por $\chi = \frac{f_{cr}}{f_y}$ e apresentar esse comportamento independente das dimensões das grandezas envolvidas.

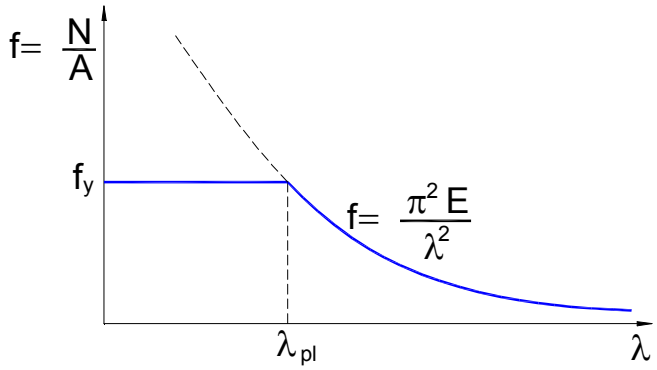
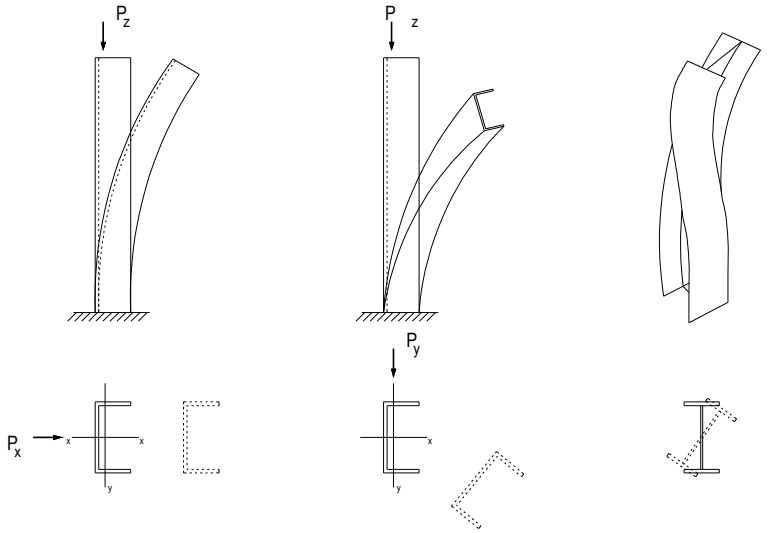


Figura 5.3 – Comportamento tensão x esbeltez para elementos comprimidos

Além da flambagem por flexão, que é um caso particular de instabilidade, em barras de seção abertas e paredes finas pode ocorrer outros fenômenos de instabilidade denominados, flambagem por torção e flambagem por flexo-torção. A flambagem por torção está associada a rotações da seção transversal do elemento. A flambagem por flexo-torção caracteriza-se pela ocorrência combinada de flambagem por flexão e por torção nas seções transversais do elemento comprimido - Figura 5.4.



(a) Por flexão (b) Por flexo-torção (c) Por torção

Figura 5.4 – Modos de Flambagem

Em seções duplamente simétricas pode haver predominância do caso particular de flambagem por flexão, no entanto em seção monosimétricas e assimétricas os outros modos de flambagem podem ser críticos e, portanto, devem ser considerados no dimensionamento.

Considere-se o caso geral de instabilidade de uma barra com seção transversal assimétrica conforme apresentado na Figura 5.5.

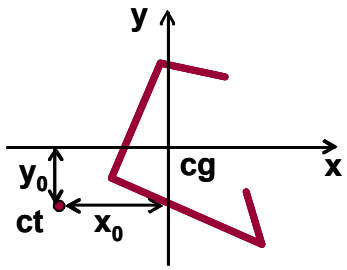


Figura 5.5 – Caso geral de instabilidade de barras

A equação 5-9, obtida estudando-se o equilíbrio da barra em uma posição deslocada, rege o problema geral de estabilidade.

$$(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2 (N_e - N_{ey})\left(\frac{x_o}{r_o}\right)^2 - N_e^2 (N_e - N_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \qquad (5\text{-}9)$$

N_e = Normal de flambagem elástica

N_{ex} = Normal de flambagem elástica por flexão no eixo x

N_{ey} = Normal de flambagem elástica por flexão no eixo y

N_{ey} = Normal de flambagem elástica por torção

x_0 e y_0 = Coordenadas do centro de torção (C_t)

r_0= raio de giração polar dado por: $r_0 = \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2}$

r_x e r_y = raios de giração da seção

Neste caso os modos de flambagem (flambagem por flexão em torno do eixo x N_{ex}, flambagem por flexão em torno do eixo y N_{ey} e flambagem por torção N_{ez}) ocorrem acoplados e a carga crítica N_e de estabilidade elástica será a menor raiz da equação 5-9.

No caso de seções monosimétrica, por exemplo, com simetria no eixo y a coordenada x_0 do centro de torção C_t é nula e, portanto a equação 5-9 toma a forma:

$$(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2 (N_e - N_{ex})\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0 \qquad (5\text{-}10)$$

Para que a equação 5-10 seja satisfeita é necessário que:

$(N_e - N_{ex}) = 0$ (5-11) e $(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) - N_e^2\left(\frac{y_o}{r_o}\right)^2 = 0$ (5-12) Resultando:

$$N_e = N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (5\text{-}13) \quad \text{e}$$

$$N_e = N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1-(y_o/r_o)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4N_{ey}N_{ez}[1-(y_o/r_o)^2]}{(N_{ey}+N_{ez})^2}}\right] \quad (5\text{-}14)$$

Na primeira situação (equação 5-13) tem-se o modo de flambagem por flexão no eixo x e na segunda (equação 5-14) um acoplamento entre flambagem por flexão em y e torção, ou seja, flambagem por flexo-torção. Portanto, em uma seção monosimétrica podem ocorrer flambagem por flexo-torção ou flambagem por flexão no eixo de não simetria, predomina o modo que resultar com menor carga crítica.

Em seções duplamente simétricas as coordenadas x_0 e y_0 do centro de torção são nulas, e a Equação 5-9 transforma em:

$$(N_e - N_{ex})(N_e - N_{ey})(N_e - N_{ez}) = 0 \quad (5\text{-}15)$$

Cujas raízes são:

$$N_e = N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} \quad (5\text{-}16)$$

$$N_e = N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} \quad (5\text{-}17)$$

$$N_e = N_{ez} = \frac{1}{r_o^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_T\right] \quad (5\text{-}18)$$

Ou seja, em seções duplamente simétricas os modos de flambagem ocorrem desacoplados, podendo ocorrer um dos três casos; predominando o modo que resultar com menor carga crítica.

A Equação 5-17 corresponde à carga crítica de flambagem por torção que é função do: módulo de elasticidade (E), do módulo de elasticidade transversal (G), do momento de inércia a torção (I_t) da constante de empenamento (C_W), do raio de giração polar e do comprimento efetivo de flambagem a torção.

O C_W é uma propriedade geométrica dos perfis relacionada à rigidez ao empenamento da seção transversal. Esse fenômeno de empenamento é características de perfis de seção aberta onde para um dado esforço de torção aplicado ao perfila sua seção transversal inicialmente plana perde essa condição em conseqüência das deformações produzidas pelo esforço aplicado. A figura ilustra este fenômeno.

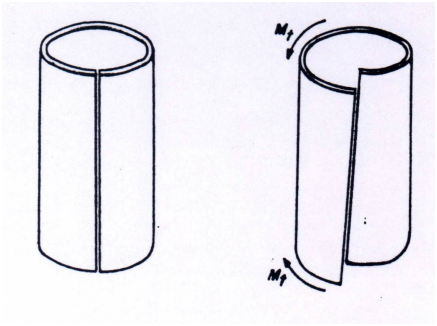


Figura 5.6 – Fenômeno de empenamento em seções abertas

A definição do comprimento efetivo de flambagem a torção é análogo ao da flexão, ou seja, é função das condições de vínculos nas extremidades do elemento estrutural. Para os casos práticos de projeto podem ser adotado os seguintes valores para o coeficiente de flambagem por torção K_z:

- K_z=1 para rotação impedida e empenamento livre em ambas as extremidade das barras;
- K_z=2 para rotação e empenamento livre em uma extremidade e rotação e empenamento impedido na outra extremidade.

5.1.2 Efeito das imperfeições

Nos casos práticos das construções sempre existe algum tipo de imperfeição geométrica oriundo dos processos de fabricação ou construtivos que provocam excentricidades inicias dos carregamentos e alteram o comportamento do elemento no que diz respeito a sua estabilidade. Além disso, podem ocorrer imperfeições no material devido à presença de tensões residuais nas seções.

Para analisar o efeito das imperfeições geométricas considera-se uma barra biarticulada com uma imperfeição geométrica inicial (Figura 5.7) senoidal expressa por:

$$y_0 = v_o \operatorname{sen} \frac{\pi z}{L} \quad (5\text{-}19)$$

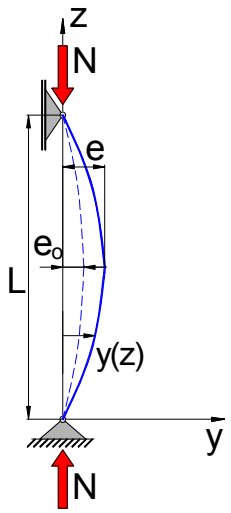


Figura 5.7 – Barra com imperfeição inicial

Para esta situação a equação diferencial do problema é dada por:

$$\frac{d^2y}{dz^2} + \frac{N}{EI}(y_o + y) = 0 \quad (5\text{-}20)$$

Resolvendo a equação diferencial com a aplicação adequada das condições de contorno referentes aos vínculos de extremidades encontra-se a seguinte solução:

$$y = v_o \frac{1}{\frac{N_{cr}}{N} - 1} \operatorname{sen}\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (5\text{-}21)$$

Sendo N_{cr} a carga crítica de EULER. Combinado as equações 5-20 e 5-21 obtém-se a deformada total no elemento em função da força normal aplicada.

$$y_t = y_o + y = \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} v_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (5\text{-}22)$$

Cujo valor máximo, designado por v é obtido para z = L/2 e dado por:

$$v = v_0 \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} \quad (5\text{-}23)$$

A presença de imperfeições geométricas iniciais implica no aparecimento de esforços axiais e também de momentos fletores que pode ser expresso por:

$$M = N(y_o + y) = N \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}} v_0 \operatorname{sen}\left(\frac{\pi z}{L}\right) \quad (5\text{-}24)$$

Os momentos fletores, ainda que pequenos, provocam acréscimos nos deslocamentos laterais resultando em comportamento força aplicada x deslocamento lateral não linear apresentado na Figura 5.8.

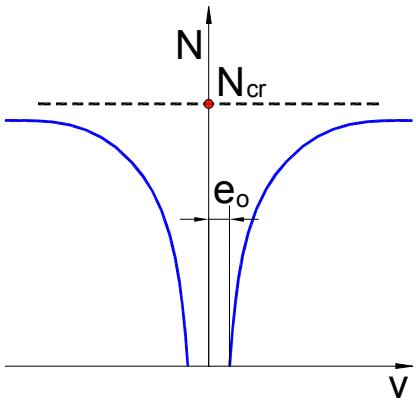


Figura 5.8 – Comportamento força aplicada x deslocamentos laterais

Em barras com imperfeições geométricas não ocorre bifurcação do equilíbrio, os deslocamentos aumentam gradualmente para baixos valores de força aplicada e tendem para infinito quando a força aplicada tende para a carga crítica. Desta forma o problema é analisando por meio das tensões que atuam na barra submetida à flexão composta limitando a tensão máxima ao valor correspondente a resistência ao escoamento do material – equação 5-25.

$$f_{max} = \frac{N}{A_g} + \frac{N v_t}{W} = \frac{N}{A}\left(1 + \frac{A v_0}{W} \times \frac{1}{1-\frac{N}{N_{cr}}}\right) \quad (5\text{-}25)$$

As imperfeições de material estão relacionadas à presença de tensões residuais nas seções oriundas dos processos de fabricação. Essas tensões residuais embora sejam auto-equilibradas na seção, ou seja, altera o diagrama tensão x deformação do material. Desta forma a fase elástica passa a ser limitada por uma tensão de proporcionalidade (f_p), acima deste limite de tensão a análise da estabilidade deve incorporar efeitos não lineares físicos e geométricos.

O efeito da não-lienaridade física pode ser expresso pela redução no módulo de elasticidade a partir do limite de proporcionalidade que nesta fase deve ser substituído por um módulo tangente E_t.

$$N_{cr} == \frac{\pi^2 E_t I}{(KL)^2} \quad (5\text{-}26)$$

Dependendo do diagrama tensão x deformação adotado para análise, o módulo tangente pode ser variável; neste caso é necessário um procedimento iterativo para a sua determinação.

Fazendo a tensão crítica igual a tensão de proporcionalidade ($f_{cr}=f_p$) é possível definir um parâmetro denominado esbeltez de proporcionalidade ($\lambda_r = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{f_p}}$) que separa os limites de ocorrência de flambagem em regime elástico e flambagem em regime elasto-plástico. E, portanto, uma barra comprimida pode atingir o colapso por escoamento se $\lambda \leq \lambda_{pl}$; por flambagem em regime elástico se $\lambda \geq \lambda_r$ ou por flambagem em regime elasto-plástico (inelástica) se $\lambda_{pl} < \lambda < \lambda_r$. Este comportamento pode ser expresso por uma curva de flambagem ou curva de resistência conforme ilustrado na Figura 5.9.

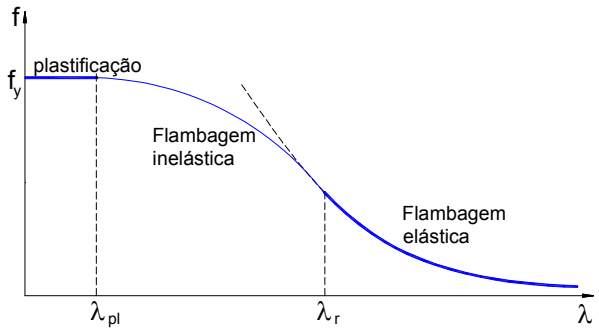


Figura 5.9 – Curva de flambagem

As curvas de flambagem presentes nas normas são baseadas nestas formulações apresentadas aqui com calibrações baseadas em ensaios experimentais, sobretudo no trecho correspondente a flambagem em regime inelástico.

5.2 Instabilidade Local – aspectos teóricos

Além da instabilidade global descrita na seção anterior os perfis metálicos também podem apresentar o fenômeno de instabilidade local, que é a perda da estabilidade dos elementos que compõem a seção transversal da barra, e que pode ocorrer antes que a tensão crítica determinada na análise global seja atingida – Figura 5.10.

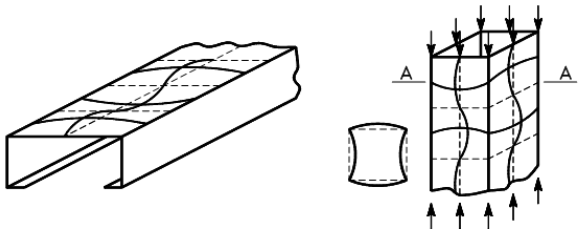


Figura 5.10 – Exemplos de flambagem local em perfis de aço

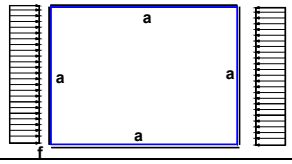
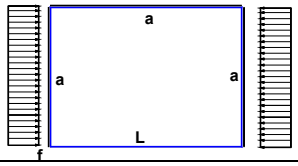
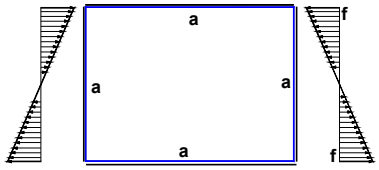
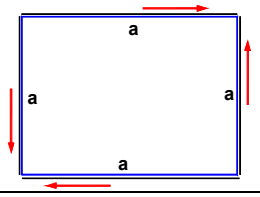
As chapas que compõem a seção transversal dos perfis de aço submetido à compressão ou flexão estão submetidas a tensões axiais de compressão e, conseqüentemente, estão sujeitas a estabilidade. Trata-se, portanto de estabilidade de chapas e é dominada local porque o eixo da barra permanece indeformado.

A tensão crítica de flambagem elástica para uma chapa quadrada com bordas apoiadas é dada pela expressão abaixo:

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (5\text{-}27)$$

Para o entendimento do fenômeno é possível fazer uma analogia com o caso da estabilidade de barra. A tensão crítica depende do material representado pelo seu módulo de elasticidade, depende de uma esbeltez - aqui denominada esbeltez local (relação largura espessura b/t), depende do coeficiente de Poisson por trata-se de um elemento bidimensional e depende de um coeficiente de flambagem que, para este caso, é função das condições de vinculação, das condições de carregamento e da relação entre largura e comprimento do elemento - Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Coeficientes de flambagem local

Caso	Condição de apoio	Tensão	Coeficiente de flambagem K
1		Normal	4,0
2		Normal	0,425
3		Flexão	5,34
4		Cisalhamento	24,0

No caso da não ocorrência de flambagem local a tensão crítica de flambagem será igual a tensão de escoamento do material. Fazendo-se a expressão 5-27 igual f_y define-se a esbeltez limite para flambagem de chapa – (expressão 5-28).

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)\left(\frac{b}{t}\right)^2} = f_y \rightarrow \left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = \lambda_{lim} = 0{,}95\sqrt{\frac{KE}{f_y}} \qquad (5\text{-}28)$$

Portanto, em chapas com relação b/t inferior a $(b/t)_{lim}$ não há flambagem local e a mesma consegue atingir a plastificação. Esse comportamento é ilustrado na Figura 5.11.

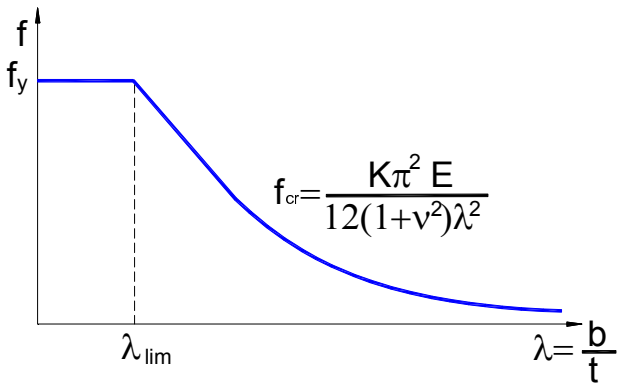


Figura 5.11 – Curva de resistência para flambagem local

Ao contrário do que ocorre nas barras a flambagem de chapa não implica no esgotamento de sua capacidade resistente. Nestes elementos existe a possibilidade de redistribuição de tensões e em

função disto ocorre o fenômeno denominado efeito pós-crítico ou pós-flambagem que permite que a resistência ao escoamento seja alcançada. A Figura 5.12 ilustra este fenômeno e apresenta a evolução da distribuição de tensões em uma chapa até o esgotamento de sua capacidade resistente.

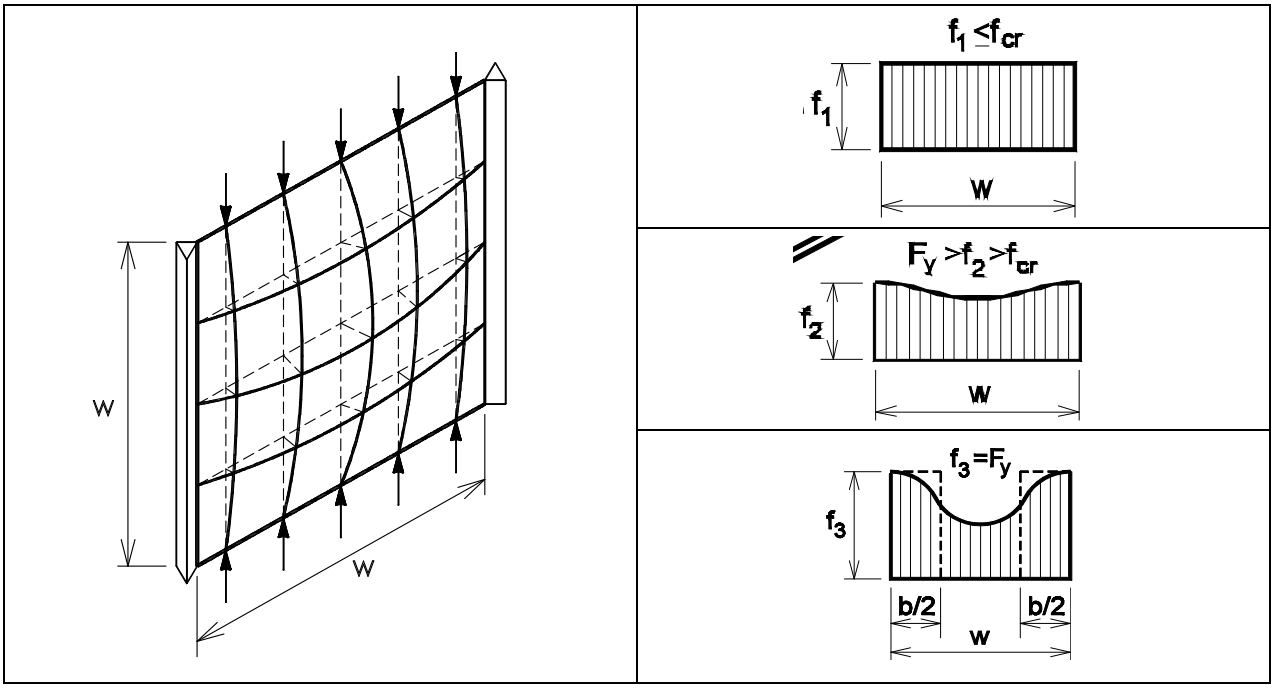


Figura 5.12 – Efeito pós-crítico em chapas

Da observação deste comportamento pós-crítico foi possível definir o conceito de largura efetiva. Ou seja, despreza-se a região da chapa que apresenta instabilidade e considera uma largura efetiva com a mesma resultante de tensões aplicadas na largura real do elemento. A determinação da largura efetiva foi inicialmente proposta por Von-Karma segundo a expressão 5-29.

$$b_{ef} = 1{,}91t\sqrt{\frac{E}{\sigma}}\left[1 - \frac{0{,}34}{b/t}\sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right] \leq b \quad (5\text{-}29)$$

Portanto, se não houver flambagem local a largura efetiva é a própria largura do elemento; e em caso de flambagem passa-se a trabalhar com uma largura efetiva menor. Desta forma a redução na resistência de um elemento estrutural em função da instabilidade local pode ser considerada com a redução nas propriedades geométricas da seção transversal que passam a ser determinadas com base nas larguras efetivas.

A expressão 5-29 com ajustes devido a imperfeições iniciais e baseados em ensaios experimentais é a mesma que aparece nas normas de dimensionamento.

5.3 Dimensionamento a compressão

5.3.1 Estados limites últimos

A determinação da força normal resistente de cálculo a compressão ($N_{c,Rd}$) é dada pela expressão 5-30 onde já se considera a possibilidade de escoamento da seção, flambagem local e flambagem global.

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma} \quad (5\text{-}30)$$

γ é o coeficiente de ponderação da resistência para compressão, igual a 1,10;

χ é o fator de redução associado à resistência à compressão;

Q é o coeficiente de flambagem local;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

O χ que é o fator de redução associado à flambagem é dado pela expressão a seguir, que representa a curva de resistência ou curva de flambagem da Figura 5.13.

Para $\lambda_o \leq 1{,}5 \quad \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$ (5-31)

Para $\lambda_o > 1{,}5 \quad \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$ (5-32)

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{QN_{pl}}{N_e}} \quad (5\text{-}33)$$

N_{pl} é a força normal correspondente ao escoamento da seção transversal, igual ao produto entre a área bruta da seção e a resistência ao escoamento do aço.

N_e é a força normal de flambagem elástica. Definida para o modo de flambagem (por flexão, por torção ou por flexo-torção) mais crítico.

Os valores de χ podem ser retirados da curva de resistência da Figura 5.13.ou na Tabela 5.2.

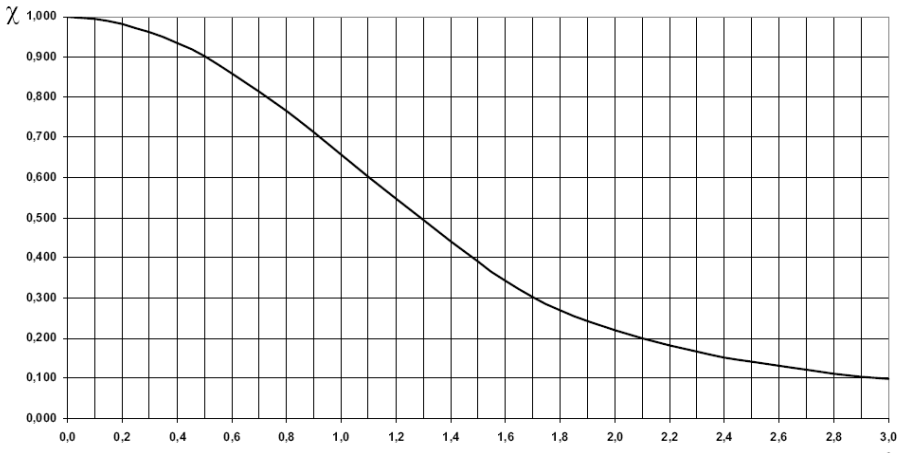


Figura 5.13 – Curva de resistência para elementos comprimidos

Tabela 5.2 – Valores do fator de redução χ

λ_0	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,998	0,997	0,997	**0,0**
0,1	0,996	0,995	0,994	0,993	0,992	0,991	0,989	0,988	0,987	0,985	**0,1**
0,2	0,983	0,982	0,980	0,978	0,976	0,974	0,972	0,970	0,968	0,965	**0,2**
0,3	0,963	0,961	0,958	0,955	0,953	0,950	0,947	0,944	0,941	0,938	**0,3**
0,4	0,935	0,932	0,929	0,926	0,922	0,919	0,915	0,912	0,908	0,904	**0,4**
0,5	0,901	0,897	0,893	0,889	0,885	0,881	0,877	0,873	0,869	0,864	**0,5**
0,6	0,860	0,856	0,851	0,847	0,842	0,838	0,833	0,829	0,824	0,819	**0,6**
0,7	0,815	0,810	0,805	0,800	0,795	0,790	0,785	0,780	0,775	0,770	**0,7**
0,8	0,765	0,760	0,755	0,750	0,744	0,739	0,734	0,728	0,723	0,718	**0,8**
0,9	0,712	0,707	0,702	0,696	0,691	0,685	0,680	0,674	0,669	0,664	**0,9**
1,0	0,658	0,652	0,647	0,641	0,636	0,630	0,625	0,619	0,614	0,608	**1,0**
1,1	0,603	0,597	0,592	0,586	0,580	0,575	0,569	0,564	0,558	0,553	**1,1**
1,2	0,547	0,542	0,536	0,531	0,525	0,520	0,515	0,509	0,504	0,498	**1,2**
1,3	0,493	0,488	0,482	0,477	0,472	0,466	0,461	0,456	0,451	0,445	**1,3**
1,4	0,440	0,435	0,430	0,425	0,420	0,415	0,410	0,405	0,400	0,395	**1,4**
1,5	0,390	0,385	0,380	0,375	0,370	0,365	0,360	0,356	0,351	0,347	**1,5**
1,6	0,343	0,338	0,334	0,330	0,326	0,322	0,318	0,314	0,311	0,307	**1,6**
1,7	0,303	0,300	0,296	0,293	0,290	0,286	0,283	0,280	0,277	0,274	**1,7**
1,8	0,271	0,268	0,265	0,262	0,259	0,256	0,253	0,251	0,248	0,246	**1,8**
1,9	0,243	0,240	0,238	0,235	0,233	0,231	0,228	0,226	0,224	0,221	**1,9**
2,0	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	**2,0**
2,1	0,199	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	**2,1**
2,2	0,181	0,180	0,178	0,176	0,175	0,173	0,172	0,170	0,169	0,167	**2,2**
2,3	0,166	0,164	0,163	0,162	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	**2,3**
2,4	0,152	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,141	**2,4**
2,5	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	**2,5**
2,6	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,121	**2,6**
2,7	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,114	0,113	0,113	**2,7**
2,8	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	**2,8**
2,9	0,104	0,104	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	**2,9**
3,0	0,097	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**3,0**

O coeficiente de flambagem local Q considera a influência da flambagem local na resistência da do elemento e é dividido em dois coeficientes:

Q_s = Coeficiente de redução da resistência devido à flambagem local em elementos apoiados e livres - AL.

Q_a = Coeficiente de redução da resistência devido à flambagem local em elementos apoiados e apoiado - AA.

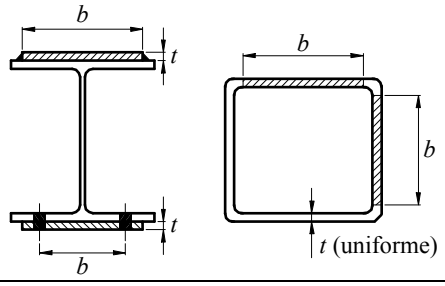
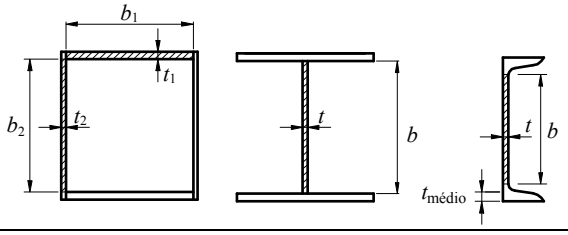
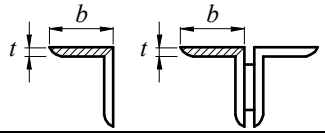
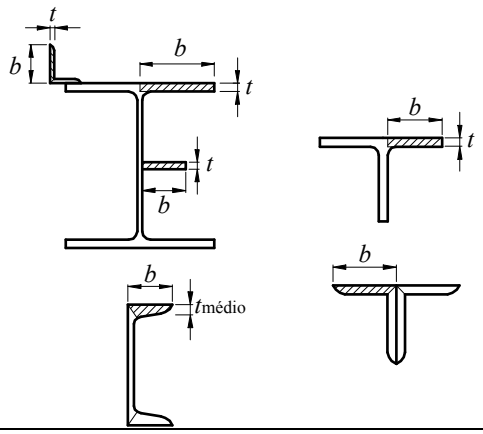
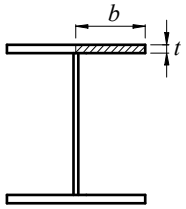
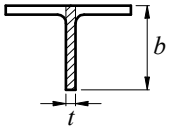
Em seções compostas por elementos AA e AL, como, por exemplo, perfis I e U, o coeficiente Q é dado pelo produto dos coeficientes Q_s e Q_a:

$$Q = Q_s \, Q_a \quad (5\text{-}34)$$

Em seções compostas apenas por elementos AL, como, por exemplo, perfis L e T, o coeficiente Q será o menor dos coeficientes Q_s entre os diversos elementos que compõem a seção. Para seções compostas apenas por elementos AA, como em seções caixão, o coeficiente de redução Q será o menor dos coeficientes Q_a.

O parâmetro de flambagem local Q será igual 1 se a relação largura espessuras dos elementos componentes da seção não ultrapassarem os limites indicados na Tabela 5.3. Isto indica que não há redução de resistência em função da flambagem local, ou que esta não ocorre. Seções com estas características podem ser denominadas de seções compactas.

Tabela 5.3 – Limites de relação largura espessura

Elemento	Grupo	Descrição dos elementos	Exemplos com indicação de b e t	$(b/t)_{lim}$
AA	1	Mesas ou almas de seções tubulares retangulares Lamelas e chapas de diafragmas entre linhas de parafusos ou soldas		$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	2	Almas de seções I, H, ou U Mesas ou almas de seção caixão Todos os demais elementos que não integram o Grupo 1		$1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	Abas de cantoneiras simples ou múltiplas providas de chapas de travejamento		$0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	Mesas de seções I, H, T ou U laminadas. Abas de cantoneiras ligadas continuamente ou projetadas de seções I, H T ou U laminadas ou soldadas Chapas projetadas de seções I, H, T ou U laminadas ou soldadas		$0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	5	Mesas de seções I, H T ou U soldadas [1)]		$0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$ k_c na Tabela 5.3
	6	Almas de seções T		$0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Para barras submetidas à força axial de compressão, nas quais elementos componentes da seção transversal possuem relações b/t maiores que os valores de $(b/t)_{lim}$ da Tabela 5.3 deve-se

determinar o parâmetro de flambagem local para elementos AA e elementos AL de acordo com as expressões apresentadas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Expressões para o cálculo do parâmetros de flambagem local Q

<table>
<tr><td>Elementos AL</td><td>Elementos AA</td></tr>
<tr><td>Elementos do grupo 3 - Tabela 5.3
$Q_s = 1{,}340 - 0{,}76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}$, para $0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 0{,}91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$Q_s = \frac{0{,}53\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$, para $\frac{b}{t} > 0{,}91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Elementos do grupo 4 - Tabela 5.3
$Q_s = 1{,}415 - 0{,}74\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}$, para $0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$, para $\frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Elementos do grupo 5 - Tabela 5.3
$Q_s = 1{,}415 - 0{,}65\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{k_c\,E}}$, para $0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}} < \frac{b}{t} \le 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
$Q_s = \frac{0{,}90\,E\,k_c}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$, para $\frac{b}{t} > 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y/k_c)}}$
$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ sendo $0{,}35 \le k_c \le 0{,}76$</td><td>$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$
$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})\,t$
$b_{ef} = 1{,}92\,t\sqrt{\frac{E}{\sigma}}\left[1 - \frac{c_a}{b/t}\sqrt{\frac{E}{\sigma}}\right] \le b$
$c_a = 0{,}38$ - mesas e almas de seções tubulares retangulares
$c_a = 0{,}34$ - para todos os demais elementos AA
$\sigma = \chi\ f_y$ - Tensão máxima que pode atuar na seção. O valor χ de dever ser calculado inicialmente com Q=1.
De forma conservadora pode-se adotar
$\sigma = f_y$</td></tr>
<tr><td>Elementos do grupo 6 - Tabela 5.3
$Q_s = 1{,}908 - 1{,}22\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}$, para $0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}$, para $\frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$</td><td>Seções tubulares circulares
$Q = 1{,}00$ se $\frac{D}{t} \le 0{,}11\frac{E}{f_y}$
$Q = \frac{0{,}038}{D/t}\frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$ se $0{,}11\frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \le 0{,}45\frac{E}{f_y}$
$\frac{D}{t} \le 0{,}45\frac{E}{f_y}$</td></tr>
<tr><td>Simbologia
h é a altura da alma;
t_w é a espessura da alma;
b e t são a largura e a espessura do elemento, respectivamente -Tabela 5.3;
E é o módulo de elasticidade;</td><td>f_y é a resistência ao escoamento
b_{ef} é a largura efetiva do elemento;
A_{ef} é a área efetiva da seção;
A_g é área bruta da seção.
D é o diâmetro de seções tubulares</td></tr>
</table>

5.3.2 Estados limites de serviço

Os estados limites de serviço em barras comprimidas estão ligados a esbeltez da barra. Neste sentido a NBR 8800:2008 limita em 200 a esbeltez de barras comprimidas.

Em barras com seção composta formadas por mais de um perfil o índice de esbeltez de qualquer perfil não deve ultrapassar ½ do índice de esbeltez máxima do conjunto. Podem ser utilizadas chapas espaçadores a intervalos de comprimentos que garantam essa condição de esbeltez – Figura 5.14.

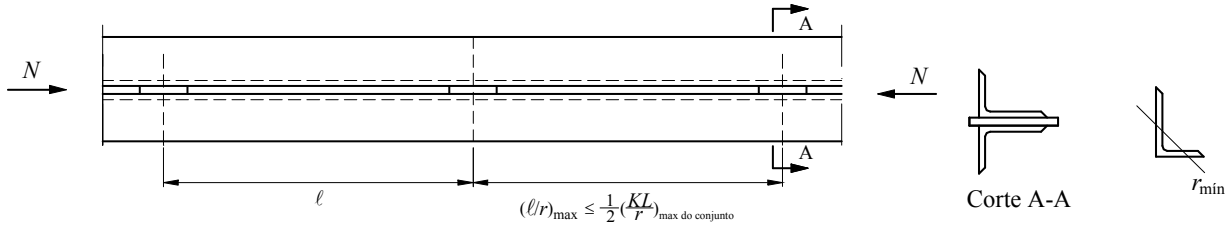


Figura 5.14 – Verificação de esbeltez em barras composta comprimidas

5.4 Exercício

Dimensionar a diagonal de apoio da treliça da Figura 4.5 para a envoltória de esforços obtida no exercício do item 2.4. No pré-dimensionamento foi definida uma seção dupla cantoneira 2L 63 x 4,75mm em aço ASTM A36. Neste exemplo a seção 2L 63 x 4,75mm será verificada para o esforço de calculo a compressão N_{sd}=40,4kN.

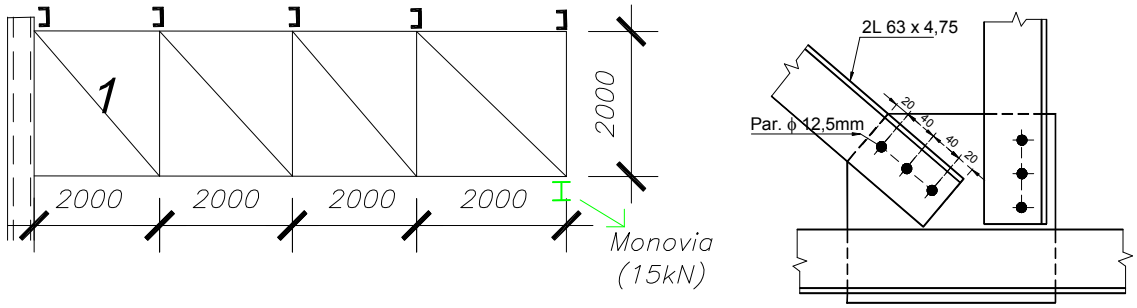
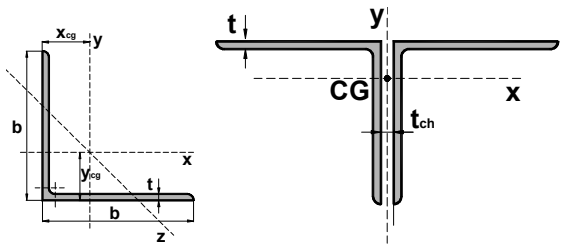


Figura 5.15 – Treliça e detalhe de ligação para exercício 5.4(cotas em mm)

As propriedades geométricas da seção são as apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Propriedades geométricas da seção dupla cantoneira 2L 63 x 4,75mm



b (mm)	t (mm)	t_{ch} (mm)	A (cm^2)	r_x (cm)	r_y (cm)	r_z (cm)
63	4,75	6,3	11,6	1,98	2,87	1,27
Ix (cm^4)	Iy (cm^4)	It (cm^4)	Cw (cm^2)	X_0 (cm)	Y_0 (cm)	X_{cg} (cm)
46,0	95,5	0,9	0	0	1,75	1,75

O dimensionamento a compressão inicia-se com a verificação da flambagem local, neste caso elementos AL do grupo 3 - Tabela 5.3.

A relação largura espessura para a aba da cantoneira é:

$$\frac{b}{t} = \frac{63}{4,75} = 13,3$$

O limite de esbeltez local para elementos AL do grupo 3 é:

$$\left(\frac{b}{t}\right)_{lim} = 0,45\sqrt{\frac{20000}{25}} = 12,7$$

Com $\frac{b}{t} > \left(\frac{b}{t}\right)_{lim}$ poderá ocorrer flambagem local e, portanto deve ser calculado o parâmetro de flambagem local Q dado por:

$$Q_s = 1,340 - 0,76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \quad \text{para} \quad 0,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 0,91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0,53\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \quad \text{para} \quad \frac{b}{t} > 0,91\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$0,91\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,91\sqrt{\frac{20000}{25}} = 25,7$$

$$0,45\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 0,91\sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad lo\ go \quad Q_s = 1,340 - 0,76\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}} = 1,340 - 0,76\frac{63}{4,75}\sqrt{\frac{25}{20000}} \rightarrow Q_s = 0,98$$

Com a seção é composta somente por elementos AL $Q = Q_s = 0,98$.

Determinado o parâmetro de flambagem local Q parte-se para a verificação da flambagem global com o cálculo da esbeltez reduzida $\lambda_o = \sqrt{\frac{QN_{pl}}{N_e}}$. Porém antes disto é necessário determinar a normal de flambagem elástica da barra. Trata-se de uma seção monosimétrica (o eixo y é o eixo de simetria; portanto os modos de flambagem possíveis são a flambagem por flexo-torção (N_{eyz}) ou a flambagem por flexão em x (N_{ex}). O comprimento da flambagem da barra é o próprio comprimento da barra.

A força normal de plastificação da barra será:

$$N_{pl} = A \times fy = 11,6 \times 25 = 290kN$$

A força normal de flambagem elástica por flexão em x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 46}{(1 \times 282,8)^2} = 113,4kN$$

Para determinar a força normal de flambagem elástica por flexo-torção será necessário determinar a força normal de flambagem elástica por flexão em y e por torção:

Força normal de flambagem elástica por flexão em y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 95{,}5}{(1 \times 282{,}8)^2} = 235{,}5kN$$

Força normal de flambagem elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_T\right] \quad \text{com} \quad r_0 = \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{0 + 1{,}75^2 + 1{,}98^2 + 2{,}87^2} = 3{,}9cm$$

$$N_{ez} = \frac{1}{3{,}9^2}\left[\frac{\pi^2 20000 \times 0}{(1 \times 282{,}8)^2} + 7700 \times 0{,}9\right] = 455{,}6kN$$

Força normal de flambagem elástica por flexo-torção:

$$N_{eyz} = \frac{N_{ey} + N_{ez}}{2[1 - (y_o / r_o)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 N_{ey} N_{ez}[1 - (y_o / r_o)^2]}{(N_{ey} + N_{ez})^2}}\right]$$

$$N_{eyz} = \frac{235{,}5 + 455{,}6}{2[1 - (1{,}98 / 3{,}9)^2]}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 \times 235{,}5 \times 455{,}6[1 - (1{,}98 / 3{,}9)^2]}{(235{,}5 + 455{,}6)^2}}\right] = 202{,}8kN$$

A força norma de flambagem elástica será o menor valor entre a força normal de flambagem elástica por flexão em x e por flexo-torção. Neste caso predomina flambagem por flexão em x com:

$$N_e = N_{ex} = 113{,}4kN$$

Com isso pode se determinar a esbeltez reduzida:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q N_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{0{,}98 \times 290}{113{,}4}} = 1{,}59$$

O parâmetro de flambagem global χ é dado por:

Para $\lambda_o \leq 1{,}5 \quad \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$

Para $\lambda_o > 1{,}5 \quad \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$

Portanto: $\lambda_o > 1{,}5 \quad \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2} = \frac{0{,}877}{1{,}59^2} = 0{,}34$

E finalmente a força normal resistente a compressão será:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma} = \frac{0,35 \times 0,98 \times 11,6 \times 25}{1,1} = 90,4kN$$

Lembrando que a solicitação de cálculo na barra é $N_{c,Sd} = 40,4kN$ tem-se:

$N_{c,Rd} \geq N_{c,Sd}$ Portanto a seção 2L 63 x 4,75 está ok para os estados limites últimos.

Para complementar o dimensionamento da seção é necessário verificar os estados limites de serviço que estão relacionados a esbletez da barra. No caso da seção dupla cantoneira deve se verificar:

$$\lambda_x = \frac{\ell_x}{r_x} \leq 200 \rightarrow \lambda_x = \frac{282,8}{1,98} = 143 \leq 200 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_y}{r_y} \leq 300 \rightarrow \lambda_y = \frac{282,8}{2,87} = 98,5 \leq 200 \quad \text{ok}$$

$$\lambda_z = \frac{\ell_z}{r_z} \leq \frac{1}{2}\left(\frac{\ell_z}{r_z}\right)_{max,conj} \rightarrow \lambda_z \leq \frac{1}{2}143 = 71,5 \rightarrow \lambda_z = \frac{282,8}{1,27} = 222,7 > 71,5$$ Não ok, utilizar chapas de presilhas para reduzir o comprimento destravado da cotoneira isolada.

Distancia entre presilhas: $\ell_{z,max} = \lambda_{z,max} \cdot r_z = 71,5 \cdot 1,27 = 88,7cm\,(887mm)$

Número de presilhas: $n_{presilhas} = \frac{L}{\ell_{z,max}} - 1 \rightarrow n_{presilhas} = \frac{2828}{887} - 1 = 3$ utilizar 3 chapas de presilhas.

6 FLEXÃO SIMPLES

6.1 Mecanismo de colapso plástico

O colapso de uma barra de aço submetido à flexão pode ocorrer pela formação de rótulas plásticas, por flambagem local dos elementos constituintes da seção ou por flambagem lateral.

Será investigado inicialmente o comportamento relativo ao colapso plástico que ocorre na ausência de instabilidades, ou seja, em seções compactas e semicompactas travadas lateralmente.

A formação de uma rótula plástica consiste na plastificação de uma seção transversal desde as fibras mais externas (mais afastadas do eixo neutro) até a plastificação total da seção. O mecanismo de formação da rótula plástica apresenta uma fase elástica que corresponde ao início da plastificação da fibra mais externa e uma fase elasto-plástica até se atingir a plastificação total – Figura 6.1.

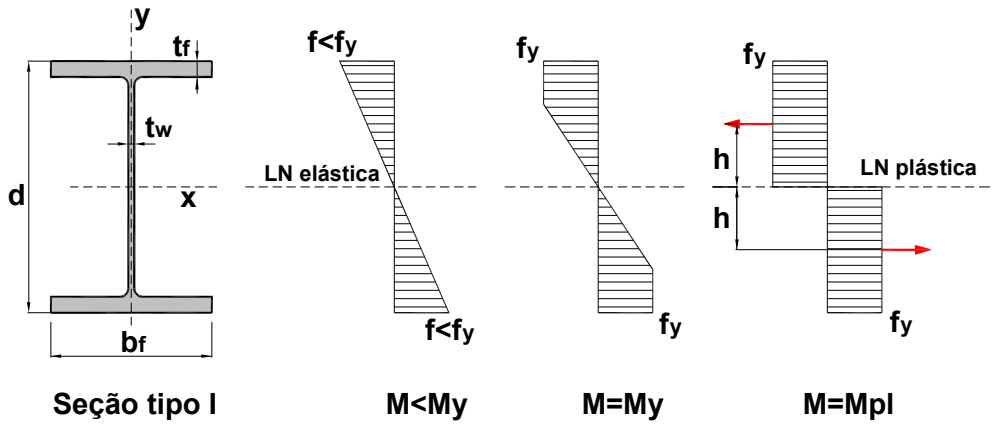


Figura 6.1 – Mecanismo de formação de rótulas plásticas

O limite elástico corresponde ao momento elástico M_y; o elasto-plástico corresponde ao momento de plastificação total M_{pl} que é o momento das tensões normais na situação que a seção encontra-se totalmente plastificada. Fazendo o equilíbrio de tensões para a seção tipo I da Figura 6.1 tem-se:

i) Em regime elástico

$M_y = Wf_y$ (6-1) onde w é o módulo resistente elástico da seção.

ii) Em regime elasto-plástico

$M_{pl} = 2\frac{A}{2}f_y h \rightarrow M_{pl} = Zf_y$ (6-2) onde Z é o módulo resistente plástico da seção.

O módulo resistente plástico pode ser quantificado por uma relação entre este e o módulo resistente elástico denominado fator de forma α. Para seções tipo I o fator de forma é α =1,12 e para seções retangulares chega a α =1,5.

Em seções assimétricas a linha neutra plástica divide a seção em áreas iguais e, portanto não coincide com a linha neutra elástica; é o caso de seções dupla cantoneira e seção tipo T submetidas a flexão em torno do eixo de maior inércia.

O momento de plastificação corresponde a máxima capacidade da seção submetida à flexão pura. Um elemento submetido a flexão pode atingir essa capacidade máxima nas seguinte situações:

- Na ausência de estabilidades locais, ou seja, em seções compactas e semicompactas;
- Com flexão em torno do eixo de maior inércia;
- Elementos com deslocamentos laterais impedidos na zona comprimida da seção. A contenção lateral pode ser conseguida por uma laje de concreto ou barras de aço secundárias, convenientemente posicionadas;
- Em seções com rigidez a torção e a flexão lateral elevadas como, por exemplo, seções tipo caixão.

No caso de atuação de outros esforços axiais, torção ou mesmo flexão em outro eixo é necessário quantificar o efeito da interação entre as tensões geradas por cada um destes esforços combinados.

6.2 Flambagem lateral

Na ausência de travamentos laterais um elemento de aço submetido à flexão pode sofre um fenômeno de instabilidade denominado flambagem lateral com torção – FLT. Este fenômeno é particularmente importante no caso de seções abertas, usuais nas estruturas metálicas.

A flambagem lateral com torção é caracterizada por deformações laterais da porção comprimida da seção de um elemento submetido à flexão. A parte comprimida da seção pode ser encarada como uma barra comprimida continuamente travada pela parte tracionada que não apresenta a tendência de deformações laterais, em função disto as deformações laterais na parte comprimida provocam também a rotação da seção transversal; daí a denominação flambagem lateral com torção Figura 6.2.

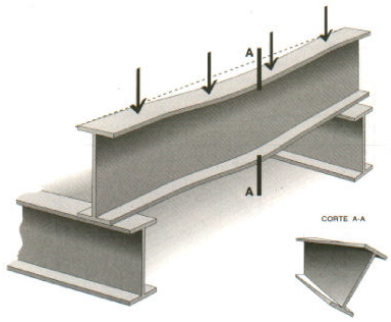


Figura 6.2 – Flambagem Lateral com Torção - FLT

Nesta condição, ou seja, sem contenções laterais, o momento máximo resistente para uma viga corresponde ao momento crítico de flambagem lateral com torção. Que é o máximo momento que pode ser aplicado a viga, em condições ideais, sem que ocorra FLT.

Para a determinação do momento crítico de flambagem lateral com torção parte-se de uma viga ideal (Figura 6.3). Ou seja, sem imperfeições geométricas ou de material, comportamento elástico linear, regime de pequenos deslocamentos, seção transversal com dois eixos de simetria e sujeita a momento fletor constante ao longo do comprimento. Nas extremidades desta viga são admitidos vínculos de garfo que permite o impedimento dos deslocamentos laterais e de rotação em torno do eixo z e deixa livre o empenamento da seção.

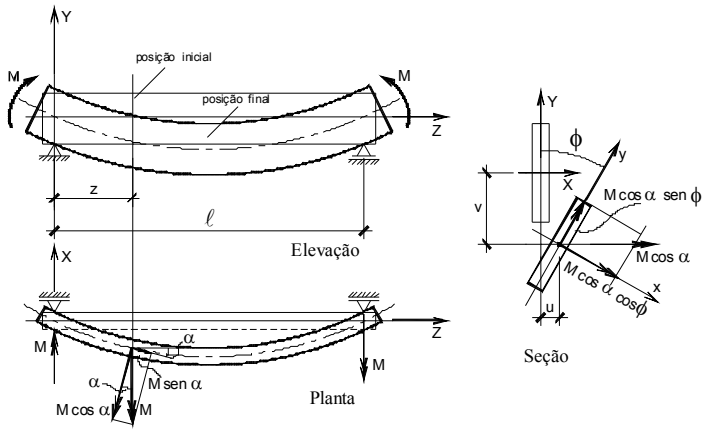


Figura 6.3 – Configuração deformada para FLT

Analisando o equilíbrio da viga da Figura 6.3 na posição deslocada definem-se as três equações diferenciais que seguem:

Para flexão em torno do eixo x: $EI_x \frac{d^2v(z)}{dz^2} + M_x = 0$ (6-3)

Para flexão em torno de eixo y: $EI_y \frac{d^2u(z)}{dz^2} + \phi(z)M_y = 0$ (6-4)

Para torção em torno de eixo z: $EC_w \frac{d^3\phi(z)}{dz^3} - GI_t \frac{d\phi(z)}{dz} + M_y \frac{du(z)}{dz} = 0$ (6-5)

A equação 6-3 é independente das demais. Trabalhando algebricamente as duas equações 6-4 e 6-5 que são dependentes é possível deduzir a equação diferencial que rege o problema (equação 6-6).

$$EC_w \frac{d^4\phi(z)}{dz^4} - GI_t \frac{d^2\phi(z)}{dz^2} - \frac{M_y^2}{EI_y}\phi(z) = 0 \quad (6\text{-}6)$$

Resolvendo a equação 6-6 com a aplicação conveniente das condições de contorno encontra-se o momento crítico elástico de flambagem lateral com torção dado por:

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\ell}\sqrt{EI_y\, GI_t\left(1 + \frac{\pi^2 EC_w}{\ell^2 GI_t}\right)}$$ (6-7) onde:

ℓ = comprimentos destravado da viga

E = módulo de elasticidade;

G = módulo de elasticidade transversal;

I_y = Inércia em torno do eixo de menor inércia;

I_t = Momento de inércia a torção;

C_w = Rigidez ao empenamento.

O momento de inércia a torção e a rigidez ao empenamento são propriedades geométricas tabeladas para as seções padronizadas.

A equação 6-7 para o cálculo momento crítico é válida para o caso padrão ideal apresentado na Figura 6.3; para outras condições de vínculos e/ou diagrama de momentos fletores o momento crítico pode ser obtido de forma absolutamente análoga. Na realidade de projeto seria pouco prático deduzir e resolver as equações diferenciais para cada tipo específico de seção, carregamento e condições de vinculação, por isso as normas apresentam expressões aproximadas paras os casos mais comuns de perfis de aço, incluindo ajustes para considerar as imperfeições inicias geométricas e de material.

Para o caso de seções tipo I a expressão para cálculo do momento crítico toma a forma:

$$M_{cr} = \frac{\beta_1}{\lambda}\sqrt{1+\frac{\beta_2}{\lambda^2}} \quad (6\text{-}8) \quad \text{com} \quad \beta_1 = \pi\sqrt{EGAI_t} \;,\; \beta_2 = 6{,}4\frac{A(d-t_f)^2}{I_t} \;\text{ e }\; \lambda = \frac{\ell}{r_y}$$

Onde $\lambda = \frac{\ell}{r_y}$ é a esbeltez para flambagem lateral com torção e ℓ é a distância entre travamentos laterais, ou seja, é o comprimento destravado do elemento analisado.

Em seções duplamente simétricas fletidas em relação ao eixo de maior inércia para um carregamento qualquer o momento crítico, entre pontos com contenção lateral, pode ser estimado multiplicando o momento crítico do caso padrão por um coeficiente C_b; que pode ser encarado como um coeficiente de uniformização de momentos fletores e tem o mesmo papel do coeficiente de flambagem K na compressão. Esse coeficiente será maior que a unidade já que a situação de momentos fletores constantes ao longo do comprimento destravado é a situação mais desfavorável. O coeficiente C_b é calculado em função de valores de momento fletores em pontos pré-definidos do diagrama de momento ao longo do comprimento destravado conforme expressão 6-9.

$$C_b = \frac{12{,}5\,M_{max}}{2{,}5\,M_{max} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C} R_m \leq 3{,}0 \quad (6\text{-}9)$$

onde:

M_{max} é o valor do momento fletor máximo solicitante de cálculo, em módulo, no comprimento destravado;

M_A é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

M_B é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção central do comprimento destravado;

M_C é o valor do momento fletor solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado, medido a partir da extremidade da esquerda;

R_m é um parâmetro de monossimetria da seção transversal, igual a $0{,}5 + 2(I_{yc}/I_y)^2$ para seções com apenas um eixo de simetria, fletidas em relação ao eixo que não é de simetria, sujeitas à curvatura reversa, e igual a 1,00 em todos os demais casos;

I_{yc} é o momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo de simetria (como a curvatura é reversa, esse momento de inércia refere-se à mesa de menor momento de inércia);

I_y é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo de simetria;

Em trechos em balanço entre uma seção com restrição a deslocamento lateral e à torção e a extremidade livre deve-se tomar $C_b = 1{,}00$.

No fenômeno da instabilidade de elementos submetidos à flexão analisado até considerou o material elástico linear. No limite do comportamento elástico linear do aço tem-se $M_{cr} \leq M_r$ onde M_r é o momento de proporcionalidade calculado para a tensão de proporcionalidade do aço na seção. Para essa situação determina-se a esbeltez λ_r a partir da qual é valida a expressão 6-8, ou seja, em que ocorre flambagem em regime elástico linear.

Em outro extremo é possível calcular a esbeltez máxima λ_p do elemento onde a falha ocorrerá por plastificação total da seção. A esbeltez λ_p pode ser obtida fazendo $M_{cr}=M_{pl}$ na equação 6-8.

Para elementos com esbeltez intermediarias entre λ_p e λ_r ocorrerá flambagem lateral com torção porem em regime inelástico. O gráfico da Figura 6.4 apresenta a resistência ao momento fletor em função da esbeltez do elemento, esta curva pode ser denominada de curva de resistência. O trecho correspondente a flambagem em regime inelástico é aproximado por uma reta.

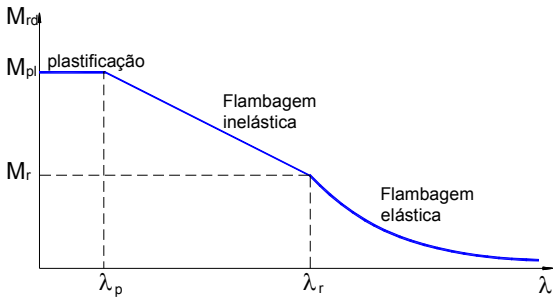


Figura 6.4 - Momento resistente em função da esbeltez

Os valores de λ_p e λ_r e M_{cr} são tabelados nas normas em função do tipo de seção transversal e eixo de flexão do elemento analisado.

6.3 Estabilidade local na flexão

Em elementos estruturais de aço submetidos a flexão podem surgir também o fenômeno de instabilidade local em função das tensões normais de compressão na seção trasnversal.

No caso de seções tipo I, as mais comumente utilizadas em elementos submetidos a flexão, são analisadas a possibilidade de flambagem local na mesa comprimida (FLM) e na alma (FLA).

A mesa é considerada um elemento AL (apoiado-livre) com tensões uniformes de compressão; enquanto a alma é considerada elemento AA (apoiado-apoiado) submetida a tensões com variação linear com parte da alma comprimida e parte da alma tracionada.

O momento critico de flambagem local pode ser obtido de maneira análogo ao estudo apresentado para barras submetidas à compressão axial. È possível traçar uma curva de resistência para FLM e FLA semelhante aquela da obtida para flambagem lateral com torção.

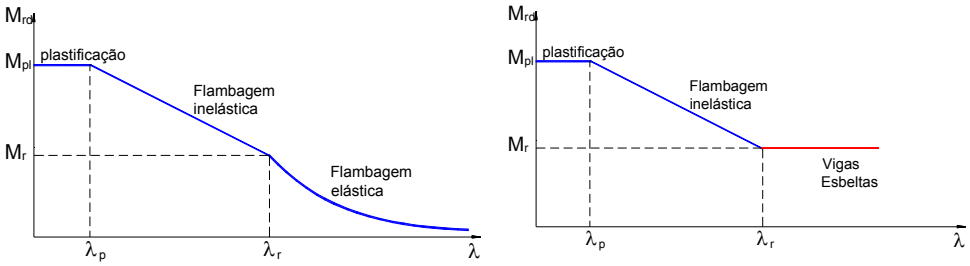


Figura 6.5 – Curvas de resistência para FLM e FLA, respectivamente

Os valores de λ_p e λ_r e M_{cr} podem ser calculados para cada situação de seção transversal, condição de vínculo e tensão solicitante. As normas apresentam esses valores tabelados para as situações mais usuais.

Para a FLA quando a esbletez da alma $\lambda_r > \lambda_r$ diz que é a viga e esbelta. Neste caso, a flambagem da alma pode levar consigo a mesa exigindo-se uma verificação particularizada que não será tratada neste texto. A utilização de vigas esbeltas é pouco comum em edifícios, sendo mais freqüentes em pontes.

6.4 Dimensionamento de elementos submetidos à flexão

Com base no que foi exposto até aqui fica claro que os estados limites últimos aplicáveis a elementos submetidos à flexão são: flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local de mesa (FLM) e flambagem local de alma (FLA). O momento fletor resistente da seção será o menor entre os momentos resistentes para cada um dos estados limites aplicáveis.

O momento fletor resistente de cálculo devido a FLT será o menor das três situações a seguir:

a) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$, para $\lambda \le \lambda_{\mathrm{p}}$

b) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{C_{\mathrm{b}}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}\left[M_{\mathrm{p}\ell} - (M_{\mathrm{p}\ell} - M_{\mathrm{r}})\dfrac{\lambda - \lambda_{\mathrm{p}}}{\lambda_{\mathrm{r}} - \lambda_{\mathrm{p}}} \right] \le \dfrac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$, para $\lambda_{\mathrm{p}} < \lambda \le \lambda_{\mathrm{r}}$

c) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{M_{\mathrm{cr}}}{\gamma_{\mathrm{a1}}} \le \dfrac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$, para $\lambda > \lambda_{\mathrm{r}}$

O momento fletor resistente de cálculo devido a FLM e FLA será o menor das três situações a seguir:

a) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{M_{\mathrm{p}\ell}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$, para $\lambda \le \lambda_{\mathrm{p}}$

b) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{1}{\gamma_{\mathrm{a1}}}\left[M_{\mathrm{p}\ell} - (M_{\mathrm{p}\ell} - M_{\mathrm{r}})\dfrac{\lambda - \lambda_{\mathrm{p}}}{\lambda_{\mathrm{r}} - \lambda_{\mathrm{p}}} \right]$, para $\lambda_{\mathrm{p}} < \lambda \le \lambda_{\mathrm{r}}$

c) $M_{\mathrm{Rd}} = \dfrac{M_{\mathrm{cr}}}{\gamma_{\mathrm{a1}}}$, para $\lambda > \lambda_{\mathrm{r}}$ (não aplicável à FLA)

As expressões para a determinação dos parâmetros necessários para o cálculo do momento resistente estão resumidas na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros para cálculo da resistência a flexão

Tipo de seção e eixo de flexão	Estados limites aplicáveis	M_r	M_{cr}	λ	λ_p	λ_r
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U não sujeitas a momento de torção, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver nota 5 a seguir	Ver nota 1	$\frac{L_b}{r_y}$	$1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1
	FLM	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver nota 5 a seguir	Ver nota 6	b/t Ver nota 8	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga esbelta (anexo H)	$\frac{h}{t_w}$	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com apenas um eixo de simetria situado no plano médio da alma, fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia (ver nota 9 a seguir)	FLT	$(f_y - \sigma_r) W_c \leq f_y W_t$ Ver nota	Ver nota 2	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2
	FLM	$(f_y - \sigma_r) W_c$ Ver nota 6 a seguir	Ver nota 6	b/t Ver nota 8 a seguir	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA	$f_y W$	Viga esbelta (anexo H)	$\frac{h_c}{t_w}$	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}}{\left(0{,}54\frac{M_{p\ell}}{M_r} - 0{,}09\right)^2} \leq \lambda_r$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em relação ao eixo de menor momento de inércia	FLM	$(f_y - \sigma_r) W_c$	Ver nota 6	b/t Ver nota 8	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 6
	FLA Ver nota 3	$f_y W_{ef}$ Ver nota	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4	$\frac{h}{t_w}$	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em relação ao eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y W$	$\frac{2{,}00\, C_b\, E}{\lambda}\sqrt{I_t A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0{,}13\, E}{M_{p\ell}}\sqrt{I_t A}$	$\frac{2{,}00\, E}{M_r}\sqrt{I_t A}$
Seções caixão e tubulres retangulares duplamente simétricas fletidas em relação a um dos eixos de simetria	FLT Ver nota 7	$(f_y - \sigma_r) W$ Ver nota 5	$\frac{2{,}00\, C_b\, E}{\lambda}\sqrt{I_t A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0{,}13\, E}{M_{p\ell}}\sqrt{I_t A}$	$\frac{2{,}00\, E}{M_r}\sqrt{I_t A}$
	FLM	$f_y W_{ef}$ Ver nota 4 a seguir	$\frac{W_{ef}^2}{W} f_y$ Ver nota 4 a seguir	b/t Ver nota 8 a seguir	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y W$	-	$\frac{h}{t_w}$	Ver nota 10	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Notas relativas à Tabela 6.1.

1) $\lambda_r = \dfrac{1{,}38\sqrt{I_y\, I_t}}{r_y\, I_t\, \beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\dfrac{27\, C_w\, \beta_1^2}{I_y}}}$

$$M_{cr} = \frac{C_b\, \pi^2 E\, I_y}{L_b^2}\sqrt{\frac{C_w}{I_y}\left(1+0{,}039\frac{I_t\, L_b^2}{C_w}\right)}$$

onde:

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

$$C_w = \frac{I_y (d - t_f)^2}{4},\ \textit{para seções}\ \ I$$

$$C_w = \frac{t_f\,(b_f - 0{,}5t_w)^3\,(d-t_f)^2}{12}\left[\frac{3(b_f - 0{,}5t_w)t_f + 2(d-t_f)t_w}{6(b_f - 0{,}5t_w)t_f + (d-t_f)t_w}\right],\ \textit{para seções}\ \ U$$

2) $\lambda_r = \dfrac{1{,}38\sqrt{I_y\, I_t}}{r_{yc}\, I_t\, \beta_1}\sqrt{\beta_2+\sqrt{\beta_2^2+\dfrac{27\, C_w\, \beta_1^2}{I_y}}}$

$$M_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E\, I_y}{L_b^2}\left[\beta_3 + \sqrt{\beta_3^2 + \frac{C_w}{I_y}\left(1+0{,}039\frac{I_t\, L_b^2}{C_w}\right)}\right]$$

onde:

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)\, W_c}{E\, I_t}$$

$$\beta_2 = 5{,}2\ \beta_1 \beta + 1$$

$$\beta_3 = 0{,}45\left(d - \frac{t_{fs}+t_{fi}}{2}\right)\left(\frac{\alpha_y - 1}{\alpha_y + 1}\right),\ \text{com } \alpha_y \text{ conforme nota 9 a seguir}$$

$$C_w = \frac{\left(d - \dfrac{t_{fs}+t_{fi}}{2}\right)^2}{12}\left(\frac{t_{fi}\, b_{fi}^3\, t_{fs}\, b_{fs}^3}{t_{fi}\, b_{fi}^3 + t_{fs}\, b_{fs}^3}\right),\ \text{para seções I}$$

3) O estado limite FLA aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor.

4) W_{ef} é o módulo de resistência mínimo elástico, relativo ao eixo de flexão, para uma seção que tem uma mesa comprimida (ou alma comprimida no caso de perfil U fletido em relação ao eixo de menor inércia) de largura igual a b_{ef}, dada por:

a) Seção tubular retangular

- para $b/t \geq 1{,}40\sqrt{E/f_y}$

$$b_{ef} = 1{,}92\, t\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left[1 - \frac{0{,}38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right]$$

- para $b/t < 1{,}40\sqrt{E/f_y}$

$$b_{ef} = b$$

b) Demais seções

- quando $b/t \geq 1{,}49\sqrt{E/f_y}$

$$b_{ef} = 1{,}92\, t\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left[1 - \frac{0{,}34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right]$$

- quando $b/t < 1{,}49\sqrt{E/f_y}$

$$b_{ef} = b$$

Em alma comprimida de seção U fletida em relação ao eixo de menor momento de inércia, $b = h$, $t = t_w$ e $b_{ef} = h_{ef}$.

5) A tensão residual de compressão nas mesas, σ_r, deve ser tomada igual a 30% da resistência ao escoamento do aço utilizado.

6) Para perfis laminados: $M_{cr} = \dfrac{0{,}69\,E}{\lambda^2}W_c$, $\lambda_r = 0{,}83\sqrt{\dfrac{E}{(f_y - \sigma_r)}}$

Para perfis soldados: $M_{cr} = \dfrac{0{,}90\,E\,k_c}{\lambda^2}W_c$, $\lambda_r = 0{,}95\sqrt{\dfrac{E}{(f_y - \sigma_r)/k_c}}$

onde: $k_c = \dfrac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ e $0{,}35 \leq k_c \leq 0{,}763$

7) O estado limite FLT só é aplicável quando o eixo de flexão for o de maior momento de inércia.

8) *b*/*t* é a relação entre largura e espessura aplicável à mesa do perfil; no caso de seções I e H com um eixo de simetria, *b*/*t* refere-se à mesa comprimida (para mesas de seções I e H, *b* é a metade da largura total, para mesas de seções U, a largura total, para seções tubulares retangulares, a largura da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas)

9) Para essas seções, devem ser obedecidas as seguintes limitações:

a) $1/9 \leq \alpha_y \leq 9$ com $\alpha_y = \dfrac{I_{yC}}{I_{yT}}$

b) a soma das áreas da menor mesa e da alma deve ser maior que a área da maior mesa.

10) Para seções caixão: $\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}$

Para tubulares retangulares: $\lambda_p = 2{,}42\sqrt{\dfrac{E}{f_y}}$

6.5 Resistência a força cortante

A flexão pura é bastante raro nos casos práticos de estruturas; portanto os elementos estruturais submetidos a flexão estão também submetidos a esforços cortantes. No caso de seções tipo I admite-se, com base na observação das tensões de cisalhamento neste tipo de seção, que a força cortante é resistida exclusivamente pela alma.

Os modos de falha ou estados limites últimos associados à força cortante em vigas são: a plastificação da alma por cisalhamento ou a flambagem por cisalhamento.

A força cortante correspondente à plastificação por cisalhamento é dada por:

$V_{p\ell} = 0{,}60\, A_w f_y$

Onde A_w é a área efetiva de cisalhamento, ou seja, a área a alma que dever ser calculada com segue:

- Em almas de seções I, H e U: $A_w = d\, t_w$;
- Em almas simétricas de seções caixão e tubulares retangulares: $A_w = 2\, d\, t_w$.

Onde d é a altura total da seção transversal.

No caso da flambagem local a alma é um elemento AA (apoiado-apoiado) solicitado por tensões de cisalhamento e, semelhante a outras situações de flambagem local pode ser definida uma curva de resistência (cortante resistente x esbeltez da alma) que apresenta um trecho de plastificação, um trecho de flambagem em regime elástico-linear e um trecho de flambagem inelástica. Desta forma a resistência a força contante é determinada como segue:

Se $\lambda \le \lambda_p$ $\qquad V_{Rd} = \dfrac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$

Se $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$ $\quad V_{Rd} = \dfrac{\lambda_p}{\lambda} \dfrac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$

Se $\lambda > \lambda_r$ $\qquad V_{Rd} = 1{,}24\left(\dfrac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \dfrac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$

onde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{k_v\, E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v\, E}{f_y}}$$

$$k_v = \begin{cases} 5{,}00, \text{ para } \dfrac{a}{h} > 3 \text{ ou } \dfrac{a}{h} > \left[\dfrac{260}{(h/t_w)}\right]^2 \\ \\ 5 + \dfrac{5}{(a/h)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases}$$

a é a distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

h é a altura da alma, tomada como a distância entre as faces internas das mesas;

t_w é a espessura da(s) alma(s).

6.6 *Estados limites de serviço*

O estado limite de serviço predominante nos elementos submetidos a flexão é o deslocamento ou flecha. Os limites de flecha admissíveis para situações mais comuns de elementos estruturais submetidos à flexão são apresentados no Anexo C da NBR 8800:2008 e que estão reproduzidos na Tabela 2.4.

6.7 *Exercícios*

Dimensionar a viga V1 da Figura 6.6 com travamentos somente nos apoios (ou seja a laje não trava a viga continuamente). Considere ASTM A 36 e os seguintes carregamentos: peso próprio da laje + revestimento de 150kg/m^2, peso próprio de forro + divisórias de 100kg/m^2 e uma sobrecarga de 200kg/m^2.

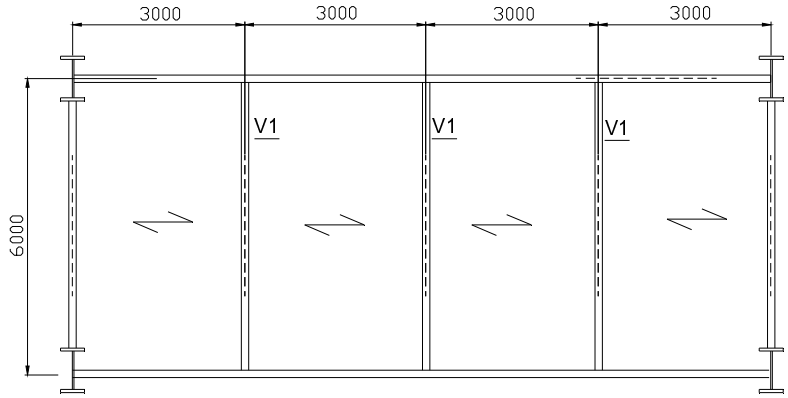
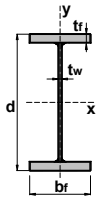


Figura 6.6 – Pavimento com viga a ser dimensionada no exemplo 6.7

Para o pré-dimensionamento da altura da seção da viga pode ser utilizado a relação altura/vão de L/20 a L/15. Ou seja:

$$\frac{L}{20} \geq d \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{20} = 300mm \geq d \leq \frac{6000}{15} = 400mm$$ Testar VS 400x49kg/m



PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
VS	400 X 49	48,7	62,0	400	6,30	381	9,50	200	17393	870	16,75	971	1267	127	4,52	194	483188	15
VS	400 X 58	57,8	73,6	400	6,30	375	12,50	200	21545	1077	17,11	1190	1667	167	4,76	254	625944	29
VS	400 X 68	68,4	87,2	400	6,30	368	16,00	200	26223	1311	17,34	1442	2134	213	4,95	324	786715	58

a) Ações nominais na viga

A laje em questão é unidirecional, portanto para se determinar o carregamento sobre a viga basta multiplicar a ação distribuída na laje pela largura de influência destas vigas. Ou seja:

Peso próprio da viga (PP): $49kg/m\,(0{,}49kN/m)$

Peso próprio da laje + revestimento (CP1): $3m \times 150kg/m^2 = 450kg/m\,(4{,}5kN/m)$

Peso próprio de forro + divisório (CP2): $3m \times 100kg/m^2 = 300kg/m\,(3{,}0kN/m)$

Sobrecarga (SC): $3m \times 200kg/m^2 = 600kg/m\,(6{,}0kN/m)$

b) Verificação do estado limite de serviço.

Pode-se iniciar a verificação pelo estado limite de serviço que implica na limitação da flecha máxima na viga em L/350 calculada para a combinação quase permanente de utilização dada por:

$$q = (PP) + (CP1 + CP2) + 0{,}3(SC) = 0{,}46 + 4{,}5 + 3{,}0 + 0{,}3(6{,}0) \rightarrow q = 9{,}8kN/m$$

A flecha máxima para uma viga bi-apoaida com carregamento distribuído é:

$$\delta = \frac{5qL^4}{384EI_x} = \frac{5\left(\frac{9{,}8}{100}\right) \times (600)^4}{384 \times 20000 \times 17393} \rightarrow \delta = 0{,}48cm$$

$$\delta_{max} = \frac{L}{350} = 1{,}7cm$$

$\delta \leq \delta_{max}$ ok!

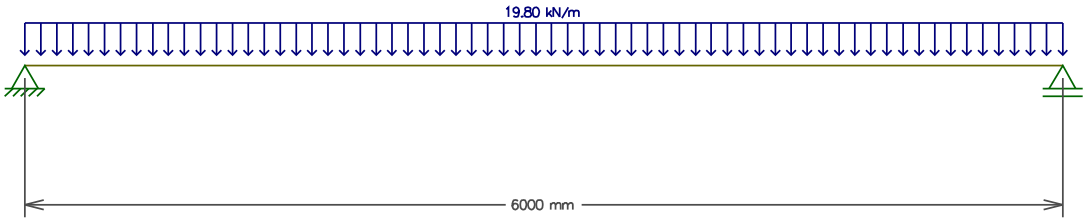
c) Determinação dos esforços de cálculo

Para verificação dos estados limites últimos deve ser utilizada a seguinte combinação normal de ações:

$$q = 1{,}25(PP) + 1{,}35(CP1 + CP2) + 1{,}5(SC)$$

$$q = 1{,}25(0{,}49) + 1{,}35(4{,}5 + 3{,}0) + 1{,}5(6{,}0) = 19{,}8kN/m$$

E, portanto os esforços de cálculo são os apresentados na Figura 6.7.



Carregamento de cálculo

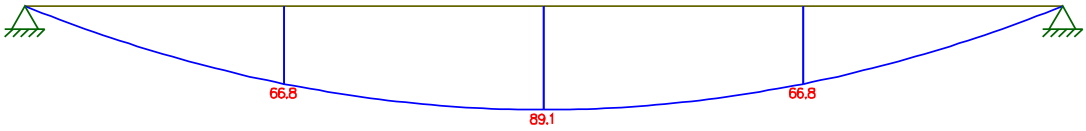


Diagrama de momento fletor (kNm)

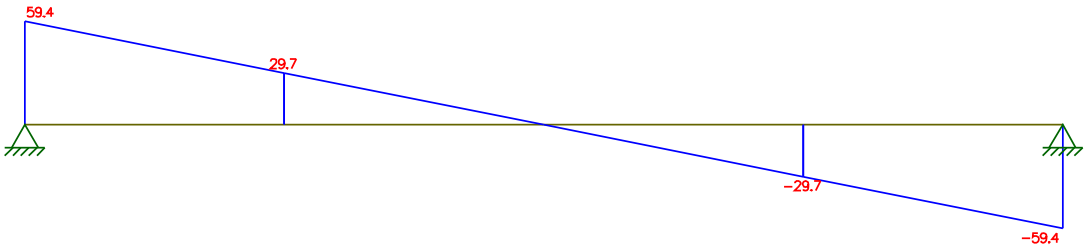


Diagrama de esforço cortante (kN).

Figura 6.7 – Diagramas de esforças para a viga do exemplo 6.7

d) Resistência de cálculo a flexão:

Caso 1 – viga com travamento lateral somente nos apoios.

Flambagem local de mesa – FLM

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{200}{2 \times 9,5} = 10,5$$

$$\lambda_p = 0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,38\sqrt{\frac{20000}{25}} = 10,7$$

$\lambda_f \cong \lambda_p$ Não haverá flambagem local de mesa e, portanto o momento resistente será:

$$M_{R,d} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{Z_x f_y}{1,1} = \frac{971 \times 25}{1,1} \rightarrow M_{R,d} = 22068 kNcm\ (220,7 kNm)$$

Flambagem local de alma – FLA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{381}{6,3} = 60,5$$

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76\sqrt{\frac{20000}{25}} = 106,3$$

$\lambda_w \leq \lambda_p$ Não haverá flambagem local de mesa e, portanto o momento resistente será:

$$M_{R,d} = \frac{M_{pl}}{1,1} = \frac{Z_x f_y}{1,1} = \frac{971 \times 25}{1,1} \rightarrow M_{R,d} = 22068\text{kNcm}\ (220,7\text{kNm})$$

Flambagem lateral com torção - FLT

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} = \frac{600}{4,52} = 132,7$$

$$\lambda_p = 1,76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1,76\sqrt{\frac{20000}{25}} = 49,8$$

Com $\lambda_b > \lambda_p$ haverá flambagem lateral. Para definir se a flambagem será em regime elástico ou plástico deve-se calcular o λ_r.

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{I_y I_t}}{r_y I_t \beta_1}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

I_y, I_t, r_y, W, C_w São propriedades geométricas da seção em análise.

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E\ I_t} = \frac{(25\ -7,5)870}{20000 \times 15} = 0,051$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{1267 \times 15}}{4,52 \times 15 \times 0,051}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 \times 483188 \times 0,051^2}{1267}}} = 143$$

$\lambda_p \leq \lambda_f \leq \lambda_r$ Haverá flambagem lateral com torção em regime inelástico e a resistência ao momento fletor será dada por:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\lambda_{a1}}\left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 971 \times 25 \rightarrow M_{pl} = 24275\text{kNcm}$$

$$M_r = W_x(f_y - \sigma_r) = 870 \times (25 - 7,5) \rightarrow M_r = 15225\text{kNcm}$$

$C_b = \frac{12{,}5\,M_{max}}{2{,}5\,M_{max} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C} R_m$ Para o cálculo deste coeficiente são utilizados os valores dos momentos fletores da Figura 6.7 e R_m=1 para seções duplamente simétricas.

$C_b = \frac{12{,}5 \times 89{,}1}{2{,}5 \times 89{,}1 + 3 \times 66{,}8 + 4 \times 89{,}1 + 3 \times 66{,}8} 1 = 1{,}14$ e finalmente o momento fletor de cálculo:

$$M_{Rd} = \frac{1{,}1}{1{,}1}\left[24275 - (24275 - 15225)\frac{132{,}7 - 49{,}8}{143 - 49{,}8}\right] \rightarrow M_{Rd} = 16225\text{kNcm}\,(162{,}25\text{kNm})$$

A resistência de cálculo ao momento fletor será o menor entre os obtidos para os estados limites de FLA, FLM e FLT, ou seja:

$M_{Rd} = 16225\text{kNcm}\,(162{,}25\text{kNm})$

Para verificação da segurança: $M_{Rd} = 162{,}25\text{kNm} \geq M_{Sd} = 89{,}1\text{kNcm}$ (ok)

d) Resistência de cálculo a força cortante

A força cortante em vigas de seção tipo I é resistida somente pela alma. Em função da esbeltes pode ocorrer estados limite de escoamento da alma ou de flambagem local provocada por tensões de cisalhamento.

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{200}{2 \times 9{,}5} = 10{,}5$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{k_v\,E}{f_y}} \quad \lambda_r = 1{,}37\sqrt{\frac{k_v\,E}{f_y}}$$

$\frac{a}{h} = \frac{6000}{381} = 15{,}7$ alma sem enrijecedores intermediários.

$$k_v = \begin{cases} 5{,}00, \text{ para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)}\right]^2 \\ 5 + \frac{5}{(a/h)^2}, \text{ para todos os outros casos} \end{cases} \qquad k_v = 5{,}0$$

$$\lambda_p = 1{,}10\sqrt{\frac{5 \times 20000}{20}} = 69{,}6$$

$\lambda_w \leq \lambda_p$ Não haverá flambagem local da alma sendo o estado limite aplicável o escoamento da alma com a resistência a força cortante dada por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$

$$V_{p\ell} = 0{,}60\, A_w f_y \rightarrow V_{p\ell} = 0{,}60 \times (38{,}1 \times 0{,}63) \times 25 = 360\text{kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{360}{1{,}1} = 327\text{kN}$$

Para verificação da segurança: $V_{Rd} = 327\text{kN} \geq V_{sd} = 59{,}4\text{kN}$ (ok)

Concluído a seção da viga atende aos estados limites últimos para flexão e cortante e também aos estados limites de serviços relativos a flechas.

7 Flexão composta

O comportamento de elementos estruturais submetidos a flexão composta é resultando da combinação dos esforços axiais e de flexão. Conseqüentemente a forma de colapso pode ser por flambagem por flexão (típico de elementos solicitados axialmente), por flambagem lateral com torção (típico de elementos submetidos à flexão) e, ainda as instabilidades locais em seções esbeltas.

Nos elementos estruturais submetidos a flexo-compressão deve se levar em conta os efeitos de 2ª ordem na análise e dimensionamento. O procedimento de análise em 2ª ordem indicado pela NBR 8800:2003 e descrito no capítulo 3 já leva em consideração os efeitos de 2ª ordem na estrutura (efeitos globais) e nos elementos (efeitos locais) por meio dos coeficientes B_1 e B_2. Caso a estrutura seja analisada em segunda ordem os efeitos de 2ª ordem locais devem ser considerados por meio do coeficiente B_1.

A Verificação da segurança em elementos submetidos a combinação de esforça axial e de flexão é baseada em equações de interação que são calibrados a partir de resultados numérico e experimentais. Essas equações de interação definem superfícies de interação do tipo apresentada na Figura 7.1, delimitando o par M-N em que o elemento atende aos critérios de segurança.

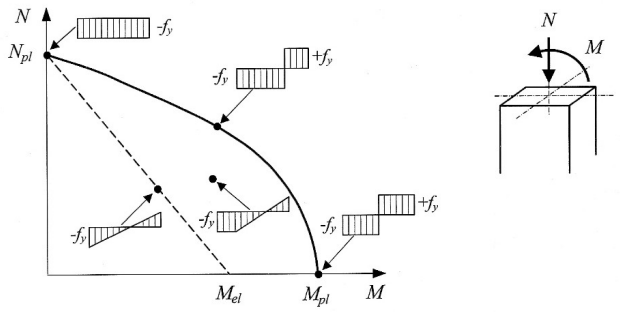


Figura 7.1 – Curvas de interação para uma seção retangular

7.1 Verificação de elementos submetidos a flexo-compressão.

Para verificação de elementos sob flexo-compressão deve se verificá-lo isoladamente para os esforços de compressão e de flexão e, além disso, verificar a interação desses dois esforços por meio das seguintes equações de interação.

d) Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0{,}2$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right) \leq 1{,}0$$

e) Para $\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0{,}2$

$$\frac{N_{Sd}}{2\,N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,y}}\right) \leq 1{,}0$$

onde:

N_{Sd} é a força axial solicitante de cálculo de compressão;

N_{Rd} é a força axial resistente de cálculo a compressão;

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal já incluindo os efeitos de 2ª ordem;

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em relação aos eixos x e y da seção transversal;

Na verificação da flambagem lateral com torção em elementos submetidos a esforços combinados de flexão e compressão o coeficiente C_b pode ser tomado igual a 1.

7.2 Exemplo

Verificar o pilar da estrutura da figura 2 onde estão indicados os esforços de cálculo obtidos em análise de 2ª ordem. Utilizar aço ASTM A36. O pilar é travado lateralmente somente na base e no topo.

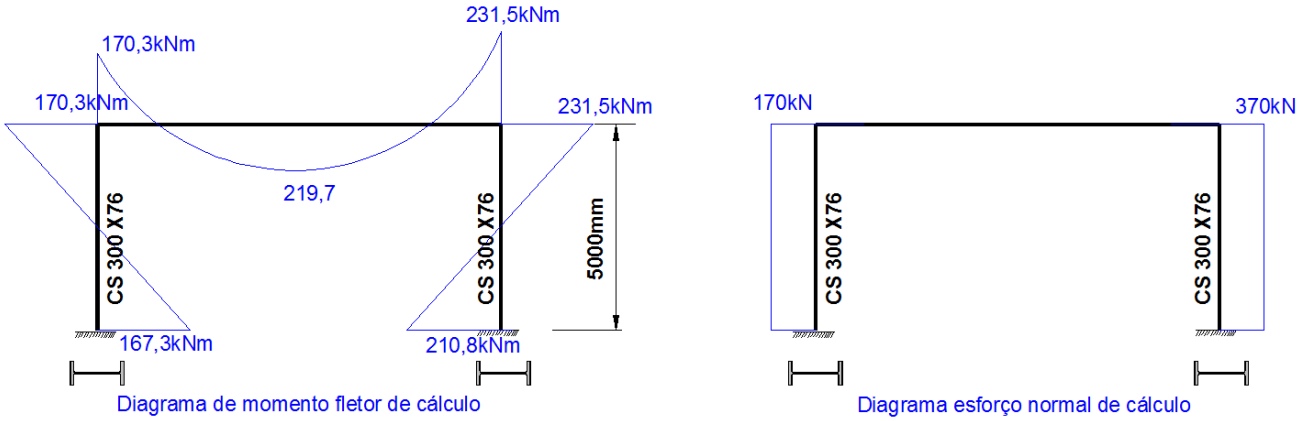
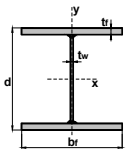


Figura 7.2 – Esforços de cálculo para o exemplo 7.1

O pilar deve ser verificado separadamente a compressão e a flexão e em seguida a interação entre esses dois esforços. Os efeitos de segunda ordem já foram considerados na análise e os esforços da Figura 7.2 já são os esforços finais incluídos 2ª ordem local e global. Neste caso deve-se utilizar coeficientes de flambagem K=1 na verificação da compressão.

As propriedades da seção CS 300 x76kg/m são apresentadas abaixo.



PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)	MESAS (mm)			EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CS	300 X 62	62,4	79,5	300	8,00	281	9,50	300	13509	901	13,04	986	4276	285	7,33	432	902174	22
CS	300 X 76	76,1	97,0	300	8,00	275	12,50	300	16894	1126	13,20	1229	5626	375	7,62	567	1162596	44
CS	300 X 95	95,3	121,5	300	9,50	268	16,00	300	20902	1393	13,12	1534	7202	480	7,70	726	1452194	90

7.2.1 Verificação da compressão

O dimensionamento a compressão inicia-se com a verificação da flambagem local da mesa (FLM) e da alma (FLA)

Flambagem local da mesa FLM – elemento AL

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2\times 12{,}5} = 12$$

O limite de esbeltez local para elementos AL do grupo 4 é:

$$\lambda_{lim} = 0{,}64\sqrt{\frac{E}{f_y / K_c}} \quad \text{com} \quad K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{275}{8}}} = 0{,}682$$

$$\lambda_{lim} = 0{,}64\sqrt{\frac{20000}{25 / 0{,}682}} \rightarrow \lambda_{lim} = 15$$

Com $\lambda_f < \lambda_{lim}$ não ocorrer flambagem local e, portanto $Q_s = 1$

Flambagem local da alma FLA – elemento AA grupo 2

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{275}{8} = 34{,}4$$

$$\lambda_{lim} = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}49\sqrt{\frac{20000}{25}} = 42$$

Com $\lambda_w < \lambda_{lim}$ não ocorrer flambagem local e, portanto $Q_a = 1$

Como a seção é composta somente por elementos AL e AA tem-se: $Q = Q_s \times Q_s = 1$.

Determinado o parâmetro de flambagem local Q parte-se para a verificação da flambagem global com o cálculo da esbeltez reduzida $\lambda_o = \sqrt{\frac{QN_{pl}}{N_e}}$. Porém antes disto é necessário determinar a normal de flambagem elástica da barra. Trata-se de uma seção duplamente simétrica; portanto os modos de flambagem possíveis são a flambagem por flexão em x ou em y e a flambagem por torção. O comprimento da flambagem é o próprio comprimento da barra.

A força normal de plastificação da barra será:

$$N_{pl} = A \times fy = 97 \times 25 = 2425kN$$

A força normal de flambagem elástica por flexão em x:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 16894}{(1 \times 500)^2} = 13325kN$$

A força normal de flambagem elástica por flexão em y:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{\pi^2 20000 \times 5626}{(1 \times 500)^2} = 4437{,}6kN$$

Força normal de flambagem elástica por torção:

$$N_{ez} = \frac{1}{r_o^2}\left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G I_T\right] \quad \text{com} \quad r_0 = \sqrt{x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{0^2 + 0^2 + 13{,}2^2 + 7{,}62^2} = 15{,}24cm$$

$$N_{ez} = \frac{1}{15{,}24^2}\left[\frac{\pi^2 20000 \times 1162596}{(1 \times 500)^2} + 7700 \times 44\right] = 5401kN$$

A força norma de flambagem elástica será o menor valor entre a força normal de flambagem elástica por flexão em x, por flexão em y ou por orção. Neste caso predomina flambagem por flexão em y e, portanto:

$$N_e = N_{ey} = 4437{,}6kN$$

Com isso pode se determinar a esbeltez reduzida:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{QN_{pl}}{N_e}} = \sqrt{\frac{1 \times 2425}{4437{,}6}} = 0{,}739$$

O parâmetro de flambagem global χ é dado por:

Para $\lambda_o \leq 1{,}5 \quad \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2}$

Para $\lambda_o > 1{,}5 \quad \chi = \frac{0{,}877}{\lambda_0^2}$

Portanto: $\lambda_o \leq 1{,}5 \quad \chi = 0{,}658^{\lambda_0^2} \rightarrow \chi = 0{,}796$

E finalmente a força normal resistente a compressão será:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma} = \frac{0{,}796 \times 1 \times 97 \times 25}{1{,}1} = 1754{,}8kN$$

Lembrando que a solicitação de cálculo na barra é $N_{c,Sd} = 370kN$ tem-se:

$N_{c,Rd} \geq N_{c,Sd}$ Portanto a seção CS 300 x 76 está ok para os estados limites últimos na compressão.

7.2.2 Verificação da flexão

Flambagem local de mesa – FLM

$$\lambda_f = \frac{b}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 12{,}5} = 12$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0{,}38\sqrt{\frac{20000}{25}} = 10{,}7$$

$$\lambda_r = 0{,}95\sqrt{\frac{E}{\frac{f_y - f_r}{K_c}}} \qquad k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \rightarrow k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{275}{8}}} = 0{,}682$$

$$\lambda_r = 0{,}95\sqrt{\frac{20000}{\frac{25 - 7{,}5}{0{,}682}}} = 26{,}5$$

$\lambda_p \leq \lambda_f \leq \lambda_r$ Haverá flambagem local da mesa em regime inelástico e a resistência ao momento fletor será dada por:

$$M_{Rd} = \frac{1}{\lambda_{a1}}\left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right]$$

$$M_{pl} = Z_x f_y = 1229 \times 25 \rightarrow M_{pl} = 30725 kNcm$$

$$M_r = W_x (f_y - \sigma_r) = 1126 \times (25 - 7{,}5) \rightarrow M_r = 19705 kNcm$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{1{,}1}\left[30725 - (30725 - 19705)\frac{12 - 10{,}7}{26{,}5 - 10{,}7} \right] = 27108 kNcm (271 kNm)$$

Flambagem local de alma – FLA

$$\lambda_w = \frac{h}{t_w} = \frac{275}{8} = 34{,}4$$

$$\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3{,}76\sqrt{\frac{20000}{25}} = 106{,}3$$

$\lambda_w \leq \lambda_p$ Não haverá flambagem local de mesa e, portanto o momento resistente será:

$$M_{R,d} = \frac{M_{pl}}{1{,}1} = \frac{Z_x f_y}{1{,}1} = \frac{1229 \times 25}{1{,}1} \rightarrow M_{R,d} = 27932 kNcm\ (279{,}3 kNm)$$

Flambagem lateral com torção - FLT

$$\lambda_b = \frac{L_b}{r_y} = \frac{500}{7{,}62} = 65{,}6$$

$$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1{,}76\sqrt{\frac{20000}{25}} = 49{,}8$$

Com $\lambda_b > \lambda_p$ haverá flambagem lateral. Para definir se a flambagem será em regime elástico ou plástico deve-se calcular o λ_r.

$$\lambda_r = \frac{1{,}38\sqrt{I_y I_t}}{r_y I_t \beta_1}\sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 C_w \beta_1^2}{I_y}}}$$

I_y, I_t, r_y, W, C_w São propriedades geométricas da seção em análise.

$$\beta_1 = \frac{(f_y - \sigma_r)W}{E\ I_t} = \frac{(25\ -7,5)1126}{20000 \times 44} = 0,02$$

$$\lambda_r = \frac{1,38\sqrt{5626 \times 44}}{7,62 \times 44 \times 0,02}\sqrt{1+\sqrt{1+\frac{27 \times 1162596 \times 0,02^2}{5626}}} = 171,3$$

$\lambda_p \leq \lambda_f \leq \lambda_r$ Haverá flambagem lateral com torção em regime inelástico e a resistência ao momento fletor será dada por:

$$M_{Rd} = \frac{C_b}{\lambda_{a1}}\left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \leq \frac{M_{p\ell}}{\gamma_{a1}}$$ no caso de flexo-compressão Cb=1

$$M_{pl} = Z_x f_y = 1229 \times 25 \rightarrow M_{pl} = 30725kNcm$$

$$M_r = W_x(f_y - \sigma_r) = 1126 \times (25 - 7,5) \rightarrow M_r = 19705kNcm$$

$$M_{Rd} = \frac{1}{1,1}\left[30725 - (30725 - 19705)\frac{65,6 - 49,8}{171,3 - 49,8}\right] = 26629kNcm(266,3kNm)$$

A resistência de cálculo ao momento fletor será o menor entre os obtidos para os estados limites de FLA, FLM e FLT, ou seja:

$M_{Rd} = 266,3kNm$

Para verificação da segurança: $M_{Rd} = 266,3kNm \geq M_{Sd} = 231,5kNcm$ (ok).

7.2.3 Verificação da interação

$\frac{N_{Sd}}{N_{rd}} = \frac{370}{1754,8} = 0,21$ Portanto:

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}\right) \leq 1 \quad \frac{370}{1754,8} + \frac{8}{9}\left(\frac{231,5}{266,3}\right) = 0,93\,(\text{ok}).$$

Concluído a seção CS 300 x 76 atende as condições de segurança para os estados limites aplicáveis.

8 Bibliografia

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 8681:2003. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 14432:2001. Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - Procedimento. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 14323:1999. Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio - Procedimento. Rio de Janeiro. 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 14762:2001. Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio - Procedimento. Rio de Janeiro. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6355:2003. Perfis estruturais de aço formados a frio - Padronização. Rio de Janeiro. 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 5884:2005. Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Requisitos gerais. Rio de Janeiro. 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 8800:2008. Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6120:1980. Rio de Janeiro. 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 6123: Ação do vento em edificações. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações 1982. Rio de Janeiro. 1982.

BELLEI, H. B. ; PINHO, F. O. ; PINHO, M. O. Edifícios de múltiplos andares em aço. Editora Pini. 2ª Ed. 556p. São Paulo, 2008.

BELLEI, H. B. Edifícios industriais em aço. Editora Pini. 5ª Ed. 537p. São Paulo, 2001.

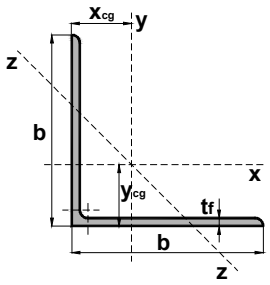
MDIC. MANUAL BRASILEIRO PARA CÁLCULO DE ESTRUTURAS METÁLICAS.

MD/SDI, 413p. Brasília, 1989.

PINHEIRO, A. C. F. B. Estruturas Metálicas: Cálculos, Detalhes, Exercícios E Projetos. Editora Edgard Blucher. 1ª Ed. 300p. São Paulo, 2001

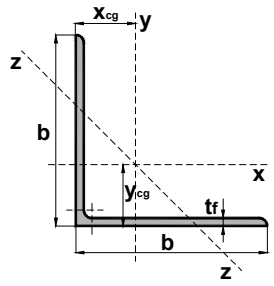
SALES, J. J. ; Munaiar, J. Ação Do Vento Nas Edificações. EESC-USP. SAO CARLOS, 2005.

9 Anexos – Tabela de perfis



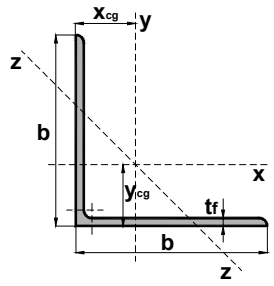
Cantoneira simples de abas iguais

Dimensões (pol)		Dimensões (mm)		Área	Peso	Ix = Iy	Wx = Wy	rx = ry	r min	Xg = Yg
h (pol)	t (pol)	b (mm)	t (mm)	cm²	kg/m	cm4	cm³	cm	cm	cm
7/8 x 7/8	1/8	22,00	3,20	1,35	1,04	0,58	0,37	0,66	0,48	0,66
1 x 1	1/8	25,00	3,20	1,48	1,19	0,83	0,49	0,76	0,51	0,76
1 x 1	3/16	25,00	4,76	2,19	1,73	1,24	0,65	0,76	0,48	0,81
1¼ x 1¼	1/8	32,00	3,20	1,93	1,50	1,66	0,81	0,96	0,63	0,91
1¼ x 1¼	3/16	32,00	4,76	2,77	2,20	2,49	1,14	0,96	0,61	0,96
1¼ x 1¼	1/4	32,00	6,30	3,61	2,86	3,32	1,47	0,93	0,61	1,01
1½ x 1½	1/8	38,00	3,20	2,32	1,83	3,32	1,14	1,19	0,76	1,06
1½ x 1½	3/16	38,00	4,76	3,42	2,68	4,57	1,63	1,16	0,73	1,11
1½ x 1½	1/4	38,00	6,30	4,45	3,48	5,82	2,13	1,14	0,73	1,19
1¾ x 1¾	1/8	44,00	3,20	2,70	2,14	5,41	1,63	1,39	0,88	1,21
1¾ x 1¾	3/16	44,00	4,76	3,99	3,15	7,49	2,29	1,37	0,88	1,29
1¾ x 1¾	1/4	44,00	6,30	5,22	4,12	9,57	3,11	1,34	0,86	1,34
1¾ x 1¾	5/16	44,00	8,00	6,45	5,05	11,23	3,77	1,32	0,86	1,39
2 x 2	3/16	51,00	4,76	4,58	3,63	7,90	2,13	1,60	1,01	1,39
2 x 2	1/4	51,00	6,30	6,06	4,76	11,23	3,11	1,57	0,99	1,44
2 x 2	5/16	51,00	8,00	7,41	5,83	14,56	4,09	1,54	0,99	1,49
2 x 2	3/8	51,00	9,50	8,76	6,99	17,48	4,91	1,52	0,99	1,54



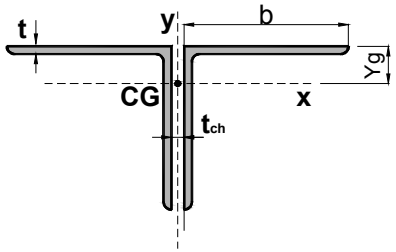
Cantoneira simples de abas iguais

Dimensões (pol)		Dimensões (mm)		Área	Peso	Ix = Iy	Wx = Wy	rx = ry	r min	Xg = Yg
h (pol)	t (pol)	b (mm)	t (mm)	cm²	kg/m	cm4	cm³	cm	cm	cm
2½ x2½	3/16	64	4,76	5,80	4,57	23,00	4,90	1,98	1,24	1,75
2½ x2½	1/4	64,00	6,30	7,67	6,10	29,00	6,40	1,96	1,24	1,83
2½ x2½	5/16	64,00	8,00	9,48	7,44	35,00	7,87	1,93	1,24	1,88
2½ x2½	3/8	64	9,50	11,16	8,78	41,00	9,35	1,91	1,22	1,93
3" x 3"	3/16	76	4,76	7,03	5,52	40,00	7,21	2,39	1,5	2,08
3" x 3"	1/4	76	6,3	9,29	7,29	50	9,5	2,36	1,5	2,13
3" x 3"	5/16	76	8,00	11,48	9,10	62,40	11,60	2,33	2,94	2,21
3" x 3"	3/8	76	9,50	13,61	10,70	74,90	14,00	2,35	2,92	2,26
3" x 3"	7/16	76	11,10	15,68	12,40	83,30	15,70	2,30	2,91	2,31
3" x 3"	1/2	76	12,50	17,74	14,00	91,60	17,50	2,27	2,86	2,36
4" x4"	3/8	102,00	9,50	18,45	14,60	1833,10	25,10	3,15	3,96	2,90
4" x 4"	7/16	102,00	11,10	21,35	16,80	208,10	28,70	3,12	3,94	2,95
4" x 4"	1/2	102,00	12,50	24,19	19,10	233,10	32,40	3,10	3,91	3,00
4" x 4"	9/16	102,00	14,30	26,97	21,30	253,90	35,60	3,07	3,86	3,07
4" x 4"	5/8	102,00	16,00	29,74	23,40	278,90	39,40	3,06	3,86	3,12
5" x 4"	1/2	127,00	12,50	30,65	24,10	470,30	51,90	3,92	4,95	3,63
5" x 5"	9/16	127,00	14,30	34,26	26,90	516,10	57,40	3,88	4,89	3,71
5" x 5"	5/8	127,00	16,00	37,81	29,80	566,10	63,30	3,87	4,89	3,76
5" x 5"	11/16	127,00	17,50	41,29	32,40	611,90	68,80	3,85	4,86	3,81
5" x 5"	3/4	127,00	19,00	44,77	35,10	653,50	73,90	3,82	4,82	3,86



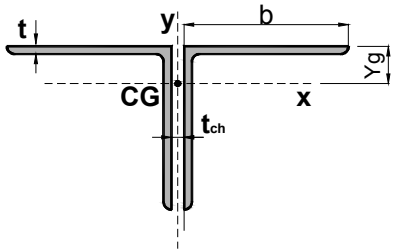
Cantoneira simples de abas iguais

Dimensões (pol)		Dimensões (mm)		Área	Peso	Ix = Iy	Wx = Wy	rx = ry	r min	Xg = Yg
h (pol)	t (pol)	b (mm)	t (mm)	cm²	kg/m	cm4	cm³	cm	cm	cm
6" x 6"	7/16	152,00	11,10	32,65	25,60	736,70	67,10	4,75	6,02	4,22
6" x6"	1/2	152,00	12,50	37,10	29,20	828,30	75,80	4,73	5,97	4,27
6"x 6"	9/16	152,00	14,30	41,48	32,60	919,90	84,70	4,71	5,95	4,34
6" x 6"	5/8	152,00	16,00	45,87	36,00	1007,30	93,20	4,69	5,94	4,39
6" x6"	11/16	152,00	17,50	50,19	39,40	1090,50	101,40	4,66	5,90	4,45
6" x 6"	3/4	152,00	19,00	54,45	42,70	1173,80	109,90	4,64	5,84	4,52
6" x 6"	13/16	152,00	20,60	58,65	46,10	1252,90	117,90	4,62	5,81	4,57
6" x 6"	7/8	152,00	22,00	62,77	49,30	1327,80	125,50	4,60	5,80	4,62
8" x 8"	1/2	203,00	12,50	50,00	39,30	2022,90	137,20	6,36	8,05	5,56
8" x 8"	9/16	203,00	14,30	56,00	44,10	2251,80	153,30	6,34	8,02	5,61
8" x 8"	5/8	203,00	16,00	62,00	48,70	2472,40	168,90	6,31	7,97	5,66
8" x 8"	11/16	203,00	17,50	67,94	53,30	2688,80	184,40	6,29	7,95	5,72
8" x 8"	3/4	203,00	19,00	73,81	57,90	2901,10	199,90	6,27	7,92	5,79
8" x 8"	13/16	203,00	20,60	79,61	62,50	3109,20	215,00	6,25	7,89	5,84
8" x 8"	7/8	203,00	22,00	85,35	67,00	3313,20	229,90	6,23	7,86	5,89
8" x 8"	15/16	203,00	23,80	91,10	71,60	3508,80	244,30	6,21	7,84	5,94
8" x 8"	1	203,00	25,40	96,77	75,90	3704,40	259,40	6,19	7,81	6,02



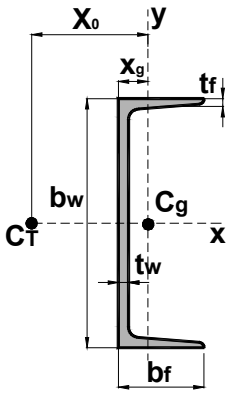
Cantoneira dupla de abas iguais

Dimensões				Eixo x-x					ry (cm) Espessura chapa de ligação (mm)							Yg
b (pol)	t (pol)	b (mm)	t (mm)	A (cm²)	P kg/m	Ix (cm4)	Wx (cm³)	rx (cm)	0,0	3,2	4,76	6,35	8,0	9,5	12,5	cm
7/8 x 7/8	1/8	22,00	3,20	2,70	2,08	1,16	0,74	0,66	0,93	1,05	1,11	1,18	1,25	1,31	1,44	0,66
1 x 1	1/8	25,00	3,20	2,96	2,38	1,66	0,98	0,76	1,07	1,19	1,25	1,31	1,38	1,44	1,57	0,76
1 x 1	3/16	25,00	4,76	4,38	3,46	2,48	1,30	0,76	1,11	1,23	1,29	1,36	1,42	1,49	1,62	0,81
1¼ x 1¼	1/8	32,00	3,20	3,86	3,00	3,32	1,62	0,96	1,30	1,42	1,48	1,54	1,61	1,67	1,79	0,91
1¼ x 1¼	3/16	32,00	4,76	5,54	4,40	4,98	2,28	0,96	1,35	1,47	1,53	1,59	1,66	1,72	1,85	0,96
1¼ x 1¼	1/4	32,00	6,30	7,22	5,72	6,64	2,94	0,93	1,39	1,51	1,57	1,64	1,71	1,77	1,90	1,01
1½ x 1½	1/8	38,00	3,20	4,64	3,66	6,64	2,28	1,19	1,60	1,71	1,77	1,82	1,89	1,95	2,07	1,06
1½ x 1½	3/16	38,00	4,76	6,84	5,36	9,14	3,26	1,16	1,60	1,72	1,78	1,84	1,90	1,96	2,08	1,11
1½ x 1½	1/4	38,00	6,30	8,90	6,96	11,64	4,26	1,14	1,65	1,77	1,83	1,89	1,96	2,02	2,15	1,19
1¾ x 1¾	1/8	44,00	3,20	5,40	4,28	10,82	3,26	1,39	1,86	1,97	2,02	2,08	2,14	2,20	2,32	1,21
1¾ x 1¾	3/16	44,00	4,76	7,98	6,30	14,98	4,58	1,37	1,88	1,99	2,05	2,11	2,18	2,23	2,35	1,29
1¾ x 1¾	1/4	44,00	6,30	10,44	8,24	19,14	6,22	1,34	1,90	2,02	2,08	2,14	2,20	2,26	2,39	1,34
1¾ x 1¾	5/16	44,00	8,00	12,90	10,10	22,46	7,54	1,32	1,92	2,04	2,10	2,16	2,22	2,28	2,41	1,39
2 x 2	3/16	51,00	4,76	9,16	7,26	15,80	4,26	1,60	1,91	2,03	2,09	2,15	2,22	2,28	2,41	1,39
2 x 2	1/4	51,00	6,30	12,12	9,52	22,46	6,22	1,57	1,98	2,10	2,16	2,22	2,29	2,35	2,47	1,44
2 x 2	5/16	51,00	8,00	14,82	11,66	29,12	8,18	1,54	2,05	2,17	2,23	2,29	2,35	2,41	2,54	1,49
2 x 2	3/8	51,00	9,50	17,52	13,98	34,96	9,82	1,52	2,09	2,21	2,27	2,33	2,40	2,46	2,59	1,54
2½ x 2½	3/16	64,00	4,76	11,60	9,14	46,00	9,82	1,98	2,65	2,76	2,81	2,87	2,93	2,99	3,10	1,75
2½ x 2½	1/4	64,00	6,30	15,34	12,20	58,00	12,80	1,96	2,67	2,78	2,84	2,90	2,96	3,02	3,13	1,83
2½ x 2½	5/16	64,00	8,00	18,96	14,88	70,00	15,74	1,93	2,69	2,80	2,86	2,92	2,98	3,04	3,16	1,88
2½ x 2½	3/8	64,00	9,50	22,32	17,56	82,00	18,70	1,91	2,72	2,84	2,89	2,95	3,02	3,08	3,19	1,93



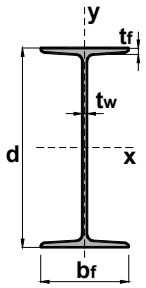
Cantoneira dupla de abas iguais

Dimensões				Eixo x-x					ry (cm) Espessura chapa de ligação (mm)							Yg
b (pol)	t (pol)	b (mm)	t (mm)	A (cm²)	P kg/m	Ix (cm4)	Wx (cm³)	rx (cm)	0,0	3,2	4,76	6,35	8,0	9,5	12,5	cm
3" x 3"	3/16	76,00	4,75	14,06	11,07	80,00	14,42	2,39	3,16	3,38	3,44	3,5	3,1	3,73	3,85	2,08
3" x 3"	1/4	76,00	6,35	18,58	14,58	100,00	19,00	2,36	3,14	3,37	3,43	3,49	3,61	3,73	3,86	2,13
3" x 3"	5/16	76,00	8,0	22,96	18,14	124,00	23,20	2,34	3,21	3,43	3,49	3,55	3,67	3,8	3,92	2,21
3" x 3"	3/8	76,00	9,50	27,22	21,40	149,80	28,00	2,35	3,26	3,37	3,43	3,49	3,55	3,60	3,72	2,26
3" x 3"	7/16	76,00	11,10	31,36	24,80	166,60	31,40	2,30	3,26	3,38	3,44	3,50	3,56	3,62	3,73	2,31
3" x 3"	1/2	76,00	12,50	35,48	28,00	183,20	35,00	2,27	3,28	3,39	3,45	3,51	3,58	3,63	3,75	2,36
4" x4"	3/8	102,00	9,50	36,90	29,20	3666,20	50,20	3,15	10,38	10,43	10,45	10,47	10,50	10,52	10,57	2,90
4" x 4"	7/16	102,00	11,10	42,70	33,60	416,20	57,40	3,12	4,30	4,41	4,46	4,52	4,58	4,63	4,75	2,95
4" x 4"	1/2	102,00	12,50	48,38	38,20	466,20	64,80	3,10	4,32	4,43	4,49	4,54	4,60	4,66	4,77	3,00
4" x 4"	9/16	102,00	14,30	53,94	42,60	507,80	71,20	3,07	4,34	4,46	4,51	4,57	4,63	4,69	4,80	3,07
4" x 4"	5/8	102,00	16,00	59,48	46,80	557,80	78,80	3,06	4,37	4,49	4,54	4,60	4,67	4,72	4,84	3,12
5" x 5"	5/8	127,00	16,00	75,62	59,60	1132,20	126,60	3,87	5,40	5,51	5,56	5,62	5,68	5,74	5,85	3,76
5" x 5"	11/16	127,00	17,50	82,58	64,80	1223,80	137,60	3,85	5,42	5,53	5,59	5,64	5,70	5,76	5,87	3,81
5" x 5"	3/4	127,00	19,00	89,54	70,20	1307,00	147,80	3,82	5,43	5,55	5,60	5,66	5,72	5,78	5,89	3,86
6" x6"	3/8	152,00	9,50	56,26	44,40	1282,00	116,20	4,77	6,34	6,44	6,50	6,55	6,61	6,66	6,77	4,17
6" x 6"	7/16	152,00	11,10	65,30	51,20	1473,40	134,20	4,75	6,35	6,46	6,51	6,57	6,63	6,68	6,79	4,22
6" x6"	1/2	152,00	12,50	74,20	58,40	1656,60	151,60	4,73	6,37	6,48	6,53	6,59	6,64	6,70	6,80	4,27
6"x 6"	9/16	152,00	14,30	82,96	65,20	1839,80	169,40	4,71	6,40	6,51	6,57	6,62	6,68	6,74	6,84	4,34
6" x 6"	5/8	152,00	16,00	91,74	72,00	2014,60	186,40	4,69	6,42	6,53	6,59	6,64	6,70	6,75	6,86	4,39
6" x6"	11/16	152,00	17,50	100,38	78,80	2181,00	202,80	4,66	6,44	6,56	6,61	6,67	6,73	6,78	6,89	4,45
6" x 6"	3/4	152,00	19,00	108,90	85,40	2347,60	219,80	4,64	6,48	6,59	6,65	6,71	6,76	6,82	6,93	4,52



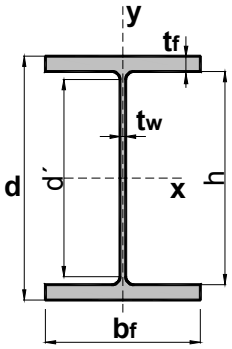
Seção tipo U laminado padrão americano

h x peso	bw	tf	tw	b	A	Ix	Wx	rx	Zx	Iy	Wy	ry	Cw	It	Xg	X0
pol X kg/m	mm	mm	mm	mm	cm²	cm4	cm²	cm	cm4	cm4	cm³	cm	cm6	cm4	cm	cm
3"x 6,1	76,2	6,9	4,3	35,8	7,78	68,9	18,1	3,0	21,4	8,2	3,3	1,0	80,5	1,0	1,1	2,2
3"x 7,4	76,2	6,9	6,6	38,0	9,48	77,2	20,3	2,9	24,0	10,3	3,8	1,0	99,4	1,4	1,1	2,6
3"x 8,9	76,2	6,9	9,0	40,5	11,4	86,3	22,7	2,8	26,8	12,7	4,4	1,1	121,4	2,4	1,2	4,3
4"x 8,0	101,6	7,5	4,6	40,1	10,1	159,5	31,4	4,0	37,1	13,1	4,6	1,1	240,2	1,4	1,2	2,6
4"x 9,3	101,6	7,5	6,3	41,8	11,9	174,4	34,3	3,8	40,5	15,5	5,1	1,1	281,5	1,9	1,2	3,8
4"x 10,8	101,6	7,5	8,1	43,7	13,7	190,6	37,5	3,7	44,3	18,0	5,6	1,2	327,4	2,8	1,2	4,7
6"x 12,2	152,4	8,7	5,1	48,8	15,5	546	71,7	5,9	84,6	28,8	8,1	1,4	1257,1	2,7	1,3	4,2
6"x 15,6	152,4	8,7	8,1	51,7	19,9	632	82,9	5,6	97,8	36,0	9,2	1,3	1584,4	4,7	1,3	7,2
6"x 19,4	152,4	8,7	11,1	54,8	24,7	724	95,0	5,4	112,1	43,9	10,5	1,3	1921,4	8,6	1,3	10,9
8"x 17,1	203,2	9,9	5,6	57,4	21,8	1356	133,4	7,9	157,4	54,9	12,8	1,6	4390,8	4,8	1,5	7,4
8"x 20,5	203,2	9,9	7,7	59,5	26,1	1503	147,9	7,6	174,5	63,6	14,0	1,6	5130,5	6,6	1,4	9,0
8"x 24,2	203,2	9,9	10,0	61,8	20,8	1667	164,0	7,4	193,5	72,9	15,3	1,5	5910,8	10,1	1,4	13,3



Seção tipo I laminado padrão americano

	Dimensões (mm)					EIXO X-X				EIXO Y-Y					P
Perfil	d	bf	tf	tw	A cm2	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	Kg/m
3"x8,5	76,2	59,2	6,6	4,32	10,8	105	27,6	3,12	32,0	18,9	6,4	1,3	10,7	228,9	8,5
3"x9,7	76,2	61,2	6,6	6,38	12,3	112	29,6	3,02	33,2	21,3	7,0	1,3	7,8	258,0	9,7
3"x11,2	76,2	63,7	6,6	8,86	14,2	121	32	2,93	38,7	24,4	7,7	1,3	13,5	295,5	11,2
4"x11,4	101,6	67,6	7,4	4,83	14,5	252	49,7	4,17	55,7	31,7	9,4	1,5	10,5	703,2	11,4
4"x12,7	101,6	69,2	7,4	6,43	16,1	266	52,4	4,06	58,7	34,3	9,9	1,5	11,1	760,9	12,7
4"x14,1	101,6	71,0	7,4	8,28	18	283	55,6	3,96	62,3	37,6	10,6	1,5	11,9	834,1	14,1
4"x15,6	101,6	72,9	7,4	10,2	19,9	299	58,9	3,87	66,0	41,2	11,3	1,4	12,7	914,0	15,6
5"x14,8	127	76,2	8,3	5,33	18,8	511	80,4	5,21	92,9	50,2	13,2	1,6	22,5	1768,3	14,8
5"x18,2	127	79,7	8,3	8,81	23,2	570	89,8	4,95	100,6	58,6	14,7	1,6	16,5	2064,1	18,2
5"x22,0	127	83,4	8,3	12,5	28	634	99,8	4,76	122,0	69,1	16,6	1,6	30,8	2434,0	22
6"x18,5	152,4	84,6	9,1	5,84	23,6	919	120,6	6,24	139,0	75,7	17,9	1,8	30,3	3886,2	18,5
6"x22,0	152,4	87,5	9,1	8,71	28	1003	131,7	5,99	147,5	84,9	19,4	1,7	21,7	4358,5	22
6"x25,7	152,4	90,6	9,1	11,8	32,7	1095	143,7	5,79	174,0	96,2	21,2	1,7	38,7	4938,6	25,7
8"x27,3	203,2	101,6	10,8	6,86	34,8	2400	236	8,3	270,0	155,1	30,5	2,1	51,8	14353,6	27,3
8"x30,5	203,2	103,6	10,8	8,86	38,9	2540	250	8,08	280,0	165,9	32,0	2,1	35,8	15353,1	30,5
8"x34,3	203,2	105,9	10,8	11,2	43,7	2700	266	7,86	316,0	179,4	33,9	2,0	60,3	16602,5	34,3
8"x38,0	203,2	108,3	10,8	13,5	48,3	2860	282	7,69	315,8	194,0	35,8	2,0	40,1	17953,6	38
10"x37,7	254	118,4	12,5	7,87	48,1	5140	405	10,3	465,0	282,0	47,7	2,4	81,3	41117,2	37,7
10"x44,7	254	121,8	12,5	11,4	56,9	5610	442	9,93	495,0	312,0	51,3	2,3	57,5	45491,4	44,7
10"x52,1	254	125,6	12,5	15,1	66,4	6120	482	9,6	580,0	348,0	55,4	2,3	102,0	50740,4	52,1
12"x60,6	304,8	133,4	16,7	11,7	77,3	11330	743	12,1	870,0	563,0	84,5	2,7	145,0	116824,8	60,6
12"x67,0	304,8	136,0	16,7	14,4	85,4	11960	785	11,8	879,2	603,0	88,7	2,7	99,3	125124,9	67



Seção tipo I laminado abas planas

Perfil	Massa			ESPESSURA					EIXO X - X				EIXO Y - Y					
mm x kg/m	Linear	d	b_f	t_w	t_f	h	d'	Área	I_x	W_x	r_x	Z_x	I_y	W_y	r_y	Z_y	I_t	C_w
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^6
W 150 x 13,0	13	148	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	1,72	4181,0
W 150 x 18,0	18	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	4,34	6683,0
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29	1229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,75	20417,0
W 150 x 24,0	24	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	173	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	11,08	10206,0
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,8	110,8	10,95	30227,0
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2244	277	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	20,58	39930,0
W 200 x 15,0	15	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,05	8222,0
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	4,02	11098,0
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8	190	170	29	2029	197	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	6,18	13868,0
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,1	76,3	7,65	32477,0
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94	12,59	40822,0
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3437	342	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141	14,51	69502,0
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,1	165,7	23,19	83948,0
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	495,3	1535	151,2	5,12	229,5	22,01	141342,0
W 200 x 52,0 (H)	52	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5298	514,4	8,9	572,5	1784	174,9	5,16	265,8	33,34	166710,0
HP 200 x 53,0 (H)	53	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488	8,55	551,3	1673	161,7	4,96	248,6	31,93	155075,0
W 200 x 59,0 (H)	59	210	205	9,1	14,2	182	158	76	6140	584,8	8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303	47,69	195418,0
W 200 x 71,0 (H)	71	216	206	10,2	17,4	181	161	91	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	374,5	81,66	249976,0
W 200 x 86,0 (H)	86	222	209	13	20,6	181	157	110,9	9498	855,7	9,26	984,2	3139	300,4	5,32	458,7	142,19	317844,0

Seção tipo I laminado abas planas

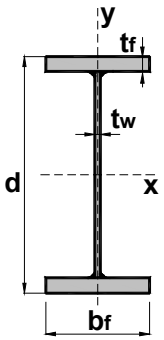
Perfil	Massa			ESPESSURA					EIXO X - X				EIXO Y - Y					
mm x kg/m	Linear	d	b_f	t_w	t_f	h	d'	Área	I_x	W_x	r_x	Z_x	I_y	W_y	r_y	Z_y	I_t	C_w
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^6
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	7,06	22955,0
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10	240	220	36,6	4046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,2	54,9	10,34	27636,0
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	10,44	73104,0
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	17,63	93242,0
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13	240	220	57,6	7158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,5	146,4	27,14	112398,0
HP 250 x 62,0 (H)	62	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234	6,13	357,8	33,46	414130,0
W 250 x 73,0 (H)	73	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11257	889,9	11,02	983,3	3880	305,5	6,47	463,1	56,94	552900,0
W 250 x 80,0 (H)	80	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12550	980,5	11,1	1088,7	4313	338,3	6,51	513,1	75,02	622878,0
HP 250 x 85,0 (H)	85	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12280	966,9	10,64	1093,2	4225	325	6,24	499,6	82,07	605403,0
W 250 x 89,0 (H)	89	260	265	10,7	17,3	225	201	113,9	14237	1095,1	11,18	1224,4	4841	378,2	6,52	574,3	102,81	712351,0
W 250 x 101,0 (H)	101	264	257	11,9	19,6	225	201	128,7	16352	1238,8	11,27	1395	5549	431,8	6,57	656,3	147,7	828031,0
W 250 x 115,0 (H)	115	269	259	13,5	22,1	225	201	146,1	18920	1406,7	11,38	1597,4	6405	494,6	6,62	752,7	212	975265,0
W 310 x 21,0	21	303	101	5,1	5,7	292	272	27,2	3776	249,2	11,77	291,9	98	19,5	1,9	31,4	3,27	21628,0
W 310 x 23,8	23,8	305	101	5,6	6,7	292	272	30,7	4346	285	11,89	333,2	116	22,9	1,94	36,9	4,65	25594,0
W 310 x 28,3	28,3	309	102	6	8,9	291	271	36,5	5500	356	12,28	412	158	31	2,08	49,4	8,14	35441,0
W 310 x 32,7	32,7	313	102	6,6	10,8	291	271	42,1	6570	419,8	12,49	485,3	192	37,6	2,13	59,8	12,91	43612,0
W 310 x 38,7	38,7	310	165	5,8	9,7	291	271	49,7	8581	553,6	13,14	615,4	727	88,1	3,82	134,9	13,2	163728,0
W 310 x 44,5	44,5	313	166	6,6	11,2	291	271	57,2	9997	638,8	13,22	712,8	855	103	3,87	158	19,9	194433,0
W 310 x 52,0	52	317	167	7,6	13,2	291	271	67	11909	751,4	13,33	842,5	1026	122,9	3,91	188,8	31,81	236422,0
HP 310 x 79,0 (H)	79	299	306	11	11	277	245	100	16316	1091,3	12,77	1210,1	5258	343,7	7,25	525,4	46,72	1089258,0
HP 310 x 93,0 (H)	93	303	308	13,1	13,1	277	245	119,2	19682	1299,1	12,85	1450,3	6387	414,7	7,32	635,5	77,33	1340320,0
W 310 x 97,0 (H)	97	308	305	9,9	15,4	277	245	123,6	22284	1447	13,43	1594,2	7286	477,8	7,68	725	92,12	1558682,0
W 310 x 107,0 (H)	107	311	306	10,9	17	277	245	136,4	24839	1597,3	13,49	1768,2	8123	530,9	7,72	806,1	122,86	1754271,0
HP 310 x 110,0 (H)	110	308	310	15,4	15,5	277	245	141	23703	1539,1	12,97	1730,6	7707	497,3	7,39	763,7	125,66	1646104,0
W 310 x 117,0 (H)	117	314	307	11,9	18,7	277	245	149,9	27563	1755,6	13,56	1952,6	9024	587,9	7,76	893,1	161,61	1965950,0
HP 310 x 125,0 (H)	125	312	312	17,4	17,4	277	245	159	27076	1735,6	13,05	1963,3	8823	565,6	7,45	870,6	177,98	1911029,0

Seção tipo I laminado abas planas

Perfil	Massa			ESPESSURA					EIXO X - X				EIXO Y - Y					
mm x kg/m	Linear	d	b_f	t_w	t_f	h	d'	Área	I_x	W_x	r_x	Z_x	I_y	W_y	r_y	Z_y	I_t	C_w
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^6
W 360 x 44,0	44	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148	16,7	239091,0
W 360 x 51,0	51	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	24,65	284994,0
W 360 x 57,8	57,8	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16143	901,8	14,92	1014,8	1113	129,4	3,92	199,8	34,45	330394,0
W 360 x 64,0	64	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17890	1031,1	14,8	1145,5	1885	185,7	4,8	284,5	44,57	523362,0
W 360 x 72,0	72	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20169	1152,5	14,86	1285,9	2140	209,8	4,84	321,8	61,18	599082,0
W 360 x 79,0	79	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22713	1283,2	14,98	1437	2416	235,7	4,89	361,9	82,41	685701,0
W 360 x 91,0 (H)	91	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26755	1515,9	15,19	1680,1	4483	353	6,22	538,1	92,61	1268709,0
W 360 x 101,0 (H)	101	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5	30279	1696,3	14,29	1888,9	5063	397,1	6,25	606,1	128,47	1450410,0
W 360 x 110,0 (H)	110	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33155	1841,9	15,36	2059,3	5570	435,2	6,29	664,5	161,93	1609070,0
W 360 x 122,0 (H)	122	363	257	13	21,7	320	288	155,3	36599	2016,5	15,35	2269,8	6147	478,4	6,29	732,4	212,7	1787806,0
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	11,69	153190,0
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7	11,2	381	357	59,2	15690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	20,06	196571,0
W 410 x 53,0	53	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18734	929,7	16,55	1052,2	1009	114	3,84	176,9	23,38	387194,0
W 410 x 60,0	60	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21707	1066,7	16,88	1201,5	1205	135,4	3,98	209,2	33,78	467404,0
W 410 x 67,0	67	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24678	1203,8	16,91	1362,7	1379	154,1	4	239	48,11	538546,0
W 410 x 75,0	75	413	180	9,7	16	381	357	95,8	27616	1337,3	16,98	1518,6	1559	173,2	4,03	269,1	65,21	612784,0
W 410 x 85,0	85	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31658	1518,4	17,07	1731,7	1804	199,3	4,08	310,4	94,48	715165,0

Seção tipo I laminado abas planas

Perfil	Massa			ESPESSURA					EIXO X - X				EIXO Y - Y					
mm x kg/m	Linear	d	b_f	t_w	t_f	h	d'	Área	I_x	W_x	r_x	Z_x	I_y	W_y	r_y	Z_y	I_t	C_w
	Kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^3	cm	cm^3	cm^4	cm^6
W 460 x 68,0	68	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29851	1300,7	18,46	1495,4	941	122,2	3,28	192,4	52,29	461163,0
W 460 x 74,0	74	457	190	9	14,5	428	404	94,9	33415	1462,4	18,77	1657,4	1661	174,8	4,18	271,3	52,97	811417,0
W 460 x 82,0	82	460	191	9,9	16	428	404	104,7	37157	1615,5	18,84	1836,4	1862	195	4,22	303,3	70,62	915745,0
W 460 x 89,0	89	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41105	1775,6	18,98	2019,4	2093	218	4,28	339	92,49	1035073,0
W 460 x 97,0	97	466	193	11,4	19	428	404	123,4	44658	1916,7	19,03	2187,4	2283	236,6	4,3	368,8	115,05	1137180,0
W 460 x 106,0	106	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48978	2088,6	19,04	2394,6	2515	259,3	4,32	405,7	148,19	1260063,0
W 530 x 66,0	66	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34971	1332,2	20,46	1558	857	103,9	3,2	166	31,52	562854,0
W 530 x 72,0	72	524	207	9	10,9	502	478	91,6	39969	1525,5	20,89	1755,9	1615	156	4,2	244,6	33,41	1060548,0
W 530 x 74,0	74	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40969	1548,9	20,76	1804,9	1041	125,5	3,31	200,1	47,39	688558,0
W 530 x 82,0	82	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47569	1801,8	21,34	2058,5	2028	194,1	4,41	302,7	51,23	1340255,0
W 530 x 85,0	85	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48453	1811,3	21,21	2099,8	1263	152,2	3,42	241,6	72,93	845463,0
W 530 x 92,0	92	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55157	2069,7	21,65	2359,8	2379	227,6	4,5	354,7	75,5	1588565,0
W 530 x 101,0	101	537	210	10,9	17,4	502	470	130	62198	2316,5	21,87	2640,4	2693	256,5	4,55	400,6	106,04	1812734,0
W 530 x 109,0	109	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67226	2494,5	21,94	2847	2952	279,8	4,6	437,4	131,38	1991291,0
W 610 x 101,0	101	603	228	10,5	14,9	573	541	130,3	77003	2554	24,31	2922,7	2951	258,8	4,76	405	81,68	2544966,0
W 610 x 113,0	113	608	228	11,2	17,3	573	541	145,3	88196	2901,2	24,64	3312,9	3426	300,5	4,86	469,7	116,5	2981078,0
W 610 x 125,0	125	612	229	11,9	19,6	573	541	160,1	99184	3241,3	24,89	3697,3	3933	343,5	4,96	536,3	159,5	3441766,0
W 610 x 140,0	140	617	230	13,1	22,2	573	541	179,3	112619	3650,5	25,06	4173,1	4515	392,6	5,02	614	255,01	3981687,0
W 610 x 155,0	155	611	324	12,7	19	573	541	198,1	129583	4241,7	25,58	4749,1	10783	665,6	7,38	1023	200,77	9436714,0
W 610 x 174,0	174	616	325	14	21,6	573	541	222,8	147754	4797,2	25,75	5383,3	12374	761,5	7,45	1171	286,88	10915665,0



Seção tipo I soldada – serie VS

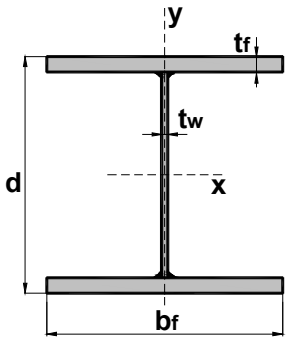
PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
VS	150 X 15	15,0	19,1	150	4,75	137	6,30	100	754	100	6,28	113	105	21	2,34	32	5427	2
VS	150 X 18	17,6	22,4	150	4,75	134	8,00	100	903	120	6,35	135	133	27	2,44	41	6727	4
VS	150 X 20	19,8	25,2	150	4,75	131	9,50	100	1028	137	6,38	154	158	32	2,51	48	7820	6
VS	150 X 19	19,2	24,4	150	6,30	134	8,00	100	934	124	6,18	142	134	27	2,34	41	6735	5
VS	150 X 21	21,4	27,3	150	6,30	131	9,50	100	1057	141	6,23	161	159	32	2,41	49	7827	7
VS	200 X 19	18,9	24,0	200	4,75	187	6,30	120	1679	168	8,36	188	182	30	2,75	46	17035	3
VS	200 X 22	21,9	27,9	200	4,75	184	8,00	120	2017	202	8,50	225	231	38	2,87	59	21249	5
VS	200 X 25	24,6	31,4	200	4,75	181	9,50	120	2305	230	8,57	256	274	46	2,95	69	24837	8
VS	200 X 20	19,8	25,3	200	4,75	187	6,30	130	1797	180	8,43	200	231	36	3,02	54	21654	3
VS	200 X 23	23,2	29,5	200	4,75	184	8,00	130	2165	216	8,56	240	293	45	3,15	69	27012	5
VS	200 X 26	26,1	33,3	200	4,75	181	9,50	130	2477	248	8,63	274	348	54	3,23	81	31574	8
VS	250 X 21	20,7	26,4	250	4,75	237	6,30	120	2775	222	10,25	251	182	30	2,62	47	26971	3
VS	250 X 24	23,8	30,3	250	4,75	234	8,00	120	3319	266	10,46	297	231	38	2,76	59	33763	5
VS	250 X 27	26,5	33,8	250	4,75	231	9,50	120	3787	303	10,59	338	274	46	2,85	70	39593	8
VS	250 X 23	22,7	28,9	250	4,75	237	6,30	140	3149	252	10,44	282	288	41	3,16	63	42810	3
VS	250 X 26	26,3	33,5	250	4,75	234	8,00	140	3788	303	10,63	336	366	52	3,30	80	53597	6
VS	250 X 30	29,5	37,6	250	4,75	231	9,50	140	4336	347	10,74	383	435	62	3,40	94	62854	9
VS	250 X 25	24,7	31,4	250	4,75	237	6,30	160	3524	282	10,59	313	430	54	3,70	82	63887	4
VS	250 X 29	28,8	36,7	250	4,75	234	8,00	160	4257	341	10,77	375	546	68	3,86	104	79990	6
VS	250 X 32	32,5	41,4	250	4,75	231	9,50	160	4886	391	10,87	429	649	81	3,96	123	93808	10

Seção tipo I soldada – serie VS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
VS	275 X 34	33,5	42,7	275	6,30	256	9,50	140	5570	405	11,42	456	435	62	3,19	96	76658	10
VS	275 X 40	39,8	50,8	275	6,30	250	12,50	140	6854	498	11,62	558	572	82	3,36	125	98568	20
VS	300 X 23	22,6	28,8	300	4,75	287	6,30	120	4201	280	12,08	320	182	30	2,51	47	39183	3
VS	300 X 26	25,7	32,7	300	4,75	284	8,00	120	5000	333	12,37	376	231	38	2,66	59	49166	5
VS	300 X 28	28,4	36,1	300	4,75	281	9,50	120	5690	379	12,55	425	274	46	2,75	70	57776	8
VS	300 X 25	24,6	31,3	300	4,75	287	6,30	140	4744	316	12,31	357	288	41	3,04	63	62188	3
VS	300 X 31	31,4	39,9	300	4,75	281	9,50	140	6492	433	12,75	480	435	62	3,30	95	91715	9
VS	300 X 27	26,5	33,8	300	4,75	287	6,30	160	5288	353	12,51	394	430	54	3,57	82	92802	4
VS	300 X 34	34,3	43,7	300	4,75	281	9,50	160	7294	486	12,91	535	649	81	3,85	123	136878	10
VS	300 X 33	33,2	42,3	300	4,75	284	8,00	180	7047	470	12,91	516	778	86	4,29	131	165807	7
VS	300 X 37	37,3	47,5	300	4,75	281	9,50	180	8096	540	13,05	591	924	103	4,41	155	194868	11
VS	325 X 35	35,4	45,1	325	6,30	309	8,00	160	7982	491	13,31	556	547	68	3,48	105	137363	8
VS	325 X 49	39,0	49,7	325	6,30	306	9,50	160	9072	558	13,51	627	649	81	3,61	125	161547	12
VS	325 X 46	46,2	58,9	325	6,30	300	12,50	160	11188	689	13,78	767	854	107	3,81	163	208486	23
VS	350 X 38	37,9	48,2	350	6,30	334	8,00	170	9911	566	14,33	641	656	77	3,69	119	191752	9
VS	350 X 42	41,7	53,2	350	6,30	331	9,50	170	11269	644	14,56	722	779	92	3,83	141	225672	13
VS	350 X 49	49,4	63,0	350	6,30	325	12,50	170	13910	795	14,86	884	1024	120	4,03	184	291662	25
VS	350 X 58	58,4	74,4	350	6,30	318	16,00	170	16871	964	15,06	1068	1311	154	4,20	234	365568	49
VS	375 X 40	40,4	51,4	375	6,30	359	8,00	180	12128	647	15,36	731	778	86	3,89	133	262087	9
VS	375 X 44	44,5	56,6	375	6,30	356	9,50	180	13793	736	15,61	825	924	103	4,04	157	308641	13
VS	375 X 53	52,6	67,1	375	6,30	350	12,50	180	17040	909	15,94	1009	1216	135	4,26	206	399386	26
VS	375 X 62	62,2	79,2	375	6,30	343	16,00	180	20690	1103	16,16	1219	1556	173	4,43	263	501320	52
VS	400 X 49	48,7	62,0	400	6,30	381	9,50	200	17393	870	16,75	971	1267	127	4,52	194	483188	15
VS	400 X 58	57,8	73,6	400	6,30	375	12,50	200	21545	1077	17,11	1190	1667	167	4,76	254	625944	29
VS	400 X 68	68,4	87,2	400	6,30	368	16,00	200	26223	1311	17,34	1442	2134	213	4,95	324	786715	58
VS	400 X 78	77,6	98,8	400	6,30	362	19,00	200	30094	1505	17,45	1654	2534	253	5,06	384	919627	95
VS	450 X 51	51,1	65,2	450	6,30	431	9,50	200	22640	1006	18,64	1130	1268	127	4,41	194	614896	15
VS	450 X 60	60,3	76,8	450	6,30	425	12,50	200	27962	1243	19,08	1378	1668	167	4,66	254	797950	30
VS	450 X 71	70,9	90,3	450	6,30	418	16,00	200	33985	1510	19,40	1664	2134	213	4,86	324	1004975	58
VS	450 X 80	80,0	102,0	450	6,30	412	19,00	200	38989	1733	19,56	1905	2534	253	4,99	384	1176885	95

Seção tipo I soldada – serie VS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx (cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
VS	500 X 97	97,4	124,1	500	6,30	462	19,00	250	60154	2406	22,02	2621	4949	396	6,31	598	2862444	118
VS	550 X 65	65,2	83,1	550	6,30	525	12,50	200	43717	1590	22,94	1778	1668	167	4,48	255	1204566	31
VS	550 X 75	75,0	95,6	550	6,30	525	12,50	250	52747	1918	23,49	2114	3256	261	5,84	396	2351915	37
VS	550 X 85	84,8	108,1	550	6,30	525	12,50	300	61777	2246	23,91	2450	5626	375	7,22	568	4063534	44
VS	550 X 95	94,7	120,6	550	6,30	525	12,50	350	70807	2575	24,23	2786	8933	510	8,61	771	6452277	50
VS	600 X 86	85,9	109,4	600	8,00	568	16,00	200	66799	2227	24,71	2514	2136	214	4,42	329	1821032	65
VS	600 X 98	98,5	125,4	600	8,00	568	16,00	250	80445	2681	25,32	2981	4169	334	5,77	509	3554733	78
VS	600 X 111	111,0	141,4	600	8,00	568	16,00	300	94091	3136	25,79	3448	7202	480	7,14	729	6141074	92
VS	600 X 124	123,6	157,4	600	8,00	568	16,00	350	107736	3591	26,16	3916	11436	653	8,52	989	9750584	106
VS	650 X 84	84,4	107,5	650	8,00	631	9,50	300	75213	2314	26,45	2622	4278	285	6,31	438	4387204	28
VS	650 X 98	98,1	125,0	650	8,00	625	12,50	300	92487	2846	27,20	3172	5628	375	6,71	573	5717797	50
VS	650 X 102	101,6	129,4	650	8,00	618	16,00	250	96144	2958	27,25	3300	4169	334	5,68	510	4189691	79
VS	650 X 114	114,2	145,4	650	8,00	618	16,00	300	112225	3453	27,78	3807	7203	480	7,04	730	7237858	93
VS	700 X 105	105,2	134,0	700	8,00	675	12,50	320	115045	3287	29,30	3661	6830	427	7,14	651	8070070	53
VS	700 X 117	117,3	149,4	700	8,00	668	16,00	300	132178	3777	29,74	4176	7203	480	6,94	731	8424742	94
VS	700 X 130	129,9	165,4	700	8,00	668	16,00	350	150895	4311	30,20	4723	11436	653	8,31	991	13376218	107
VS	700 X 137	137,0	174,6	700	8,00	662	19,00	320	160361	4582	30,31	5017	10379	649	7,71	983	12033853	158
VS	750 X 134	134,2	171,0	750	8,00	712	19,00	300	176390	4704	32,12	5181	8553	570	7,07	866	11426025	150
VS	750 X 149	149,1	190,0	750	8,00	712	19,00	350	201778	5381	32,59	5875	13580	776	8,46	1175	18141718	173
VS	800 X 152	152,3	194,0	800	8,00	762	19,00	350	232349	5809	34,61	6355	13580	776	8,37	1176	20708686	173
VS	800 X 167	167,2	213,0	800	8,00	762	19,00	400	261328	6533	35,03	7097	20270	1013	9,76	1532	30909648	196
VS	850 X 170	170,3	217,0	850	8,00	812	19,00	400	298151	7015	37,07	7634	20270	1014	9,67	1533	34994405	197
VS	850 X 185	185,2	236,0	850	8,00	812	19,00	450	330959	7787	37,45	8424	28860	1283	11,06	1937	49823483	220
VS	900 X 230	230,0	293,0	900	8,00	850	25,00	450	471723	10483	40,12	11289	37972	1688	11,38	2545	72681502	484
VS	900 X 250	249,6	318,0	900	8,00	850	25,00	500	519588	11546	40,42	12383	52087	2083	12,80	3139	99697697	536
VS	950 X 253	252,8	322,0	950	8,00	900	25,00	500	583496	12284	42,57	13183	52087	2083	12,72	3139	111417719	537
VS	950 X 272	272,4	347,0	950	8,00	900	25,00	550	636985	13410	42,84	14339	69327	2521	14,13	3796	148294265	589
VS	1000 X 276	275,5	351,0	1000	8,00	950	25,00	550	710856	14217	45,00	15211	69327	2521	14,05	3796	164759877	590
VS	1000 X 295	295,2	376,0	1000	8,00	950	25,00	600	770283	15406	45,26	16430	90004	3000	15,47	4515	213900258	642

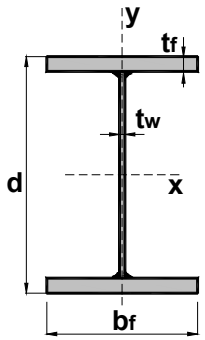


Seção tipo I soldada – serie CS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CS	**250 X 52**	51,8	66,0	250	8,00	231	9,50	250	7694	616	10,80	678	2475	198	6,12	301	357878	18
CS	**250 X 63**	63,2	80,5	250	8,00	225	12,50	250	9581	766	10,91	843	3256	260	6,36	394	459171	37
CS	**250 X 66**	65,8	83,9	250	9,50	225	12,50	250	9723	778	10,77	862	3257	261	6,23	396	459262	39
CS	**250 X 76**	76,5	97,4	250	8,00	218	16,00	250	11659	933	10,94	1031	4168	333	6,54	503	570502	72
CS	**250 X 79**	79,1	100,7	250	9,50	218	16,00	250	11788	943	10,82	1049	4168	333	6,43	505	570588	75
CS	**250 X 84**	84,2	107,3	250	12,50	218	16,00	250	12047	964	10,60	1085	4170	334	6,24	509	570861	84
CS	**250 X 90**	79,1	100,7	250	9,50	218	16,00	250	11788	943	10,82	1049	4168	333	6,43	505	570588	75
CS	**250 X 95**	95,4	121,5	250	12,50	212	19,00	250	13694	1096	10,62	1238	4951	396	6,38	602	660525	129
CS	**250 X 108**	95,4	121,5	250	12,50	212	19,00	250	13694	1096	10,62	1238	4951	396	6,38	602	660525	129
CS	**300 X 62**	62,4	79,5	300	8,00	281	9,50	300	13509	901	13,04	986	4276	285	7,33	432	902174	22
CS	**300 X 76**	76,1	97,0	300	8,00	275	12,50	300	16894	1126	13,20	1229	5626	375	7,62	567	1162596	44
CS	**300 X 95**	95,3	121,5	300	9,50	268	16,00	300	20902	1393	13,12	1534	7202	480	7,70	726	1452194	90
CS	**300 X 102**	101,7	129,5	300	12,50	268	16,00	300	21383	1426	12,85	1588	7204	480	7,46	730	1452688	100
CS	**300 X 109**	109,0	138,9	300	9,50	262	19,00	300	23962	1597	13,13	1765	8552	570	7,85	861	1688161	145
CS	**300 X 115**	115,2	146,8	300	12,50	262	19,00	300	24412	1627	12,90	1816	8554	570	7,63	865	1688633	155
CS	**300 X 122**	122,4	155,9	300	16,00	262	19,00	300	24936	1662	12,65	1876	8559	571	7,41	872	1689557	176
CS	**300 X 131**	130,5	166,3	300	12,50	255	22,40	300	27680	1845	12,90	2069	10084	672	7,79	1018	1942757	243
CS	**300 X 138**	137,6	175,2	300	16,00	255	22,40	300	28165	1878	12,68	2126	10089	673	7,59	1024	1943635	263
CS	**300 X 149**	149,2	190,0	300	16,00	250	25,00	300	30521	2035	12,67	2313	11259	751	7,70	1141	2128566	350

Seção tipo I soldada – serie CS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CS	400 X 128	127,9	163,0	400	9,50	368	16,00	400	51159	2558	17,72	2779	17069	853	10,23	1288	6292425	120
CS	400 X 137	136,6	174,0	400	12,50	368	16,00	400	52404	2620	17,35	2881	17073	854	9,91	1294	6293664	134
CS	400 X 146	146,3	186,4	400	9,50	362	19,00	400	58962	2948	17,79	3207	20269	1013	10,43	1528	7355763	194
CS	400 X 155	154,8	197,3	400	12,50	362	19,00	400	61532	3077	17,66	3420	20279	1014	10,14	1543	7359308	235
CS	400 X 165	164,8	209,9	400	16,00	362	19,00	400	60148	3007	16,93	3305	20273	1014	9,83	1534	7356962	208
CS	400 X 176	175,5	223,6	400	12,50	355	22,40	400	69927	3496	17,68	3888	23905	1195	10,34	1815	8521206	351
CS	400 X 185	185,3	236,0	400	16,00	355	22,40	400	69927	3496	17,21	3888	23905	1195	10,06	1815	8521206	351
CS	400 X 201	201,0	256,0	400	16,00	350	25,00	400	77205	3860	17,37	4332	26687	1334	10,21	2032	9382033	502
CS	400 X 209	209,2	266,5	400	19,00	350	25,00	400	77205	3860	17,02	4332	26687	1334	10,01	2032	9382033	502
CS	400 X 248	248,1	316,0	400	19,00	337	31,50	400	85757	4288	16,47	4643	33600	1680	10,31	2520	11406549	833
CS	450 X 154	154,1	196,3	450	12,50	418	16,00	450	67839	3015	18,59	3125	24300	1080	11,13	1620	11442627	123
CS	450 X 175	174,7	222,5	450	12,50	412	19,00	450	79464	3532	18,90	3685	28856	1283	11,39	1924	13400915	206
CS	450 X 186	186,0	236,9	450	16,00	412	19,00	450	79464	3532	18,31	3685	28856	1283	11,04	1924	13400915	206
CS	450 X 198	198,0	252,3	450	12,50	405	22,40	450	96672	4297	19,58	4639	34022	1512	11,61	2274	15551482	344
CS	450 X 209	209,1	266,4	450	16,00	405	22,40	450	96672	4297	19,05	4639	34022	1512	11,30	2274	15551482	344
CS	450 X 227	226,9	289,0	450	16,00	400	25,00	450	105985	4710	19,15	5101	37970	1688	11,46	2538	17146034	476
CS	450 X 236	236,3	301,0	450	19,00	400	25,00	450	105985	4710	18,76	5101	37970	1688	11,23	2538	17146034	476
CS	450 X 280	280,3	357,0	450	19,00	387	31,50	450	128231	5699	18,95	6232	47842	2126	11,58	3196	20948010	945
CS	450 X 291	290,6	370,2	450	22,40	387	31,50	450	128955	5731	18,66	6288	47843	2126	11,37	3198	20948497	950
CS	500 X 172	171,5	218,5	500	12,50	468	16,00	500	101851	4074	21,59	4392	33337	1333	12,35	2011	19523292	150
CS	500 X 195	194,5	247,8	500	12,50	462	19,00	500	117760	4710	21,80	5076	39587	1583	12,64	2385	22897008	242
CS	500 X 207	207,2	263,9	500	16,00	462	19,00	500	117760	4710	21,12	5076	39587	1583	12,25	2385	22897008	242
CS	500 X 221	220,5	280,9	500	12,50	455	22,40	500	137656	5506	22,14	5997	46674	1867	12,89	2818	26616097	406
CS	500 X 233	233,0	296,8	500	16,00	455	22,40	500	137656	5506	21,53	5997	46674	1867	12,54	2818	26616097	406
CS	500 X 253	252,8	322,0	500	16,00	450	25,00	500	150638	6026	21,63	6570	52091	2084	12,72	3143	29382387	552
CS	500 X 263	263,4	335,5	500	19,00	450	25,00	500	150638	6026	21,19	6570	52091	2084	12,46	3143	29382387	552
CS	500 X 312	312,5	398,0	500	19,00	437	31,50	500	181804	7272	21,37	7976	65632	2625	12,84	3955	36014350	1072
CS	500 X 324	324,1	412,9	500	22,40	437	31,50	500	181804	7272	20,98	7976	65632	2625	12,61	3955	36014350	1072
CS	500 X 333	333,0	424,3	500	25,00	437	31,50	500	184238	7370	20,84	8143	65640	2626	12,44	3965	36018632	1106



Seção tipo I soldada – serie CVS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CVS	250 X 33	32,9	41,9	250	6,30	234	8,00	170	4656	373	10,54	415	656	77	3,95	118	95980	8
CVS	250 X 40	39,9	50,8	250	8,00	231	9,50	170	5495	440	10,40	495	779	92	3,92	141	112626	14
CVS	250 X 47	47,5	60,5	250	8,00	225	12,50	170	6758	541	10,57	606	1025	121	4,12	184	144471	26
CVS	250 X 56	56,4	71,8	250	8,00	218	16,00	170	8149	652	10,65	732	1311	154	4,27	235	179471	50
CVS	250 X 64	64,0	81,6	250	8,00	212	19,00	170	9272	742	10,66	836	1557	183	4,37	278	207666	82
CVS	300 X 47	47,5	60,5	300	8,00	281	9,50	200	9499	633	12,53	710	1268	127	4,58	194	267489	16
CVS	300 X 57	56,5	72,0	300	8,00	275	12,50	200	11725	782	12,76	870	1668	167	4,81	254	344644	31
CVS	300 X 67	67,1	85,4	300	8,00	268	16,00	200	14202	947	12,89	1052	2134	213	5,00	324	430396	59
CVS	300 X 70	70,2	89,5	300	9,50	268	16,00	200	14442	963	12,71	1079	2135	214	4,89	326	430551	63
CVS	300 X 79	79,2	100,9	300	9,50	262	19,00	200	16449	1097	12,77	1231	2535	254	5,01	386	500456	99
CVS	300 X 85	85,4	108,8	300	12,50	262	19,00	200	16899	1127	12,47	1282	2538	254	4,83	390	500928	110
CVS	300 X 95	95,4	121,5	300	12,50	255	22,40	200	19031	1269	12,52	1447	2991	299	4,96	458	576195	168
CVS	300 X 55	54,9	70,0	300	8,00	281	9,50	250	11504	767	12,82	848	2475	198	5,95	301	522198	19
CVS	300 X 66	66,3	84,5	300	8,00	275	12,50	250	14310	954	13,01	1050	3256	261	6,21	395	672901	37
CVS	300 X 80	79,6	101,4	300	8,00	268	16,00	250	17432	1162	13,11	1280	4168	333	6,41	504	840397	73
CVS	300 X 83	82,8	105,5	300	9,50	268	16,00	250	17672	1178	12,94	1307	4169	333	6,29	506	840553	76
CVS	300 X 94	94,1	119,9	300	9,50	262	19,00	250	20206	1347	12,98	1498	4950	396	6,43	600	977101	122
CVS	300 X 100	100,3	127,8	300	12,50	262	19,00	250	20655	1377	12,72	1549	4952	396	6,23	604	977573	133
CVS	300 X 113	113,0	143,9	300	12,50	255	22,40	250	23355	1557	12,74	1758	5837	467	6,37	710	1124618	205

Seção tipo I soldada – serie CVS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CVS	350 X 87	86,5	110,2	350	9,50	318	16,00	250	24874	1421	15,02	1576	4169	334	6,15	507	1162675	78
CVS	350 X 98	97,8	124,6	350	9,50	312	19,00	250	28454	1626	15,11	1803	4950	396	6,30	601	1355857	124
CVS	350 X 105	105,2	134,0	350	12,50	312	19,00	250	29213	1669	14,77	1876	4953	396	6,08	606	1356638	136
CVS	350 X 118	117,9	150,2	350	12,50	305	22,40	250	33058	1889	14,84	2126	5838	467	6,24	712	1566442	209
CVS	350 X 128	127,6	162,5	350	12,50	300	25,00	250	35885	2051	14,86	2313	6515	521	6,33	793	1720446	282
CVS	350 X 136	135,8	173,0	350	16,00	300	25,00	250	36673	2096	14,56	2391	6521	522	6,14	800	1721861	305
CVS	400 X 87	86,8	110,6	400	9,50	375	12,50	300	32339	1617	17,10	1787	5628	375	7,13	571	2112578	50
CVS	400 X 103	102,8	131,0	400	9,50	368	16,00	300	39355	1968	17,34	2165	7203	480	7,42	728	2655177	93
CVS	400 X 116	116,5	148,4	400	9,50	362	19,00	300	45161	2258	17,45	2483	8553	570	7,59	863	3103755	148
CVS	400 X 125	125,0	159,3	400	12,50	362	19,00	300	46347	2317	17,06	2581	8556	570	7,33	869	3104955	162
CVS	400 X 140	140,4	178,8	400	12,50	355	22,40	300	52632	2632	17,16	2932	10086	672	7,51	1022	3595121	249
CVS	400 X 152	152,1	193,8	400	12,50	350	25,00	300	57279	2864	17,19	3195	11256	750	7,62	1139	3957081	337
CVS	400 X 162	161,7	206,0	400	16,00	350	25,00	300	58529	2926	16,86	3303	11262	751	7,39	1147	3959278	364
CVS	450 X 116	116,4	148,3	450	12,50	418	16,00	300	52834	2348	18,88	2629	7207	480	6,97	736	3393612	110
CVS	450 X 130	129,9	165,5	450	12,50	412	19,00	300	60261	2678	19,08	2987	8557	570	7,19	871	3973756	165
CVS	450 X 141	141,2	179,9	450	16,00	412	19,00	300	62301	2769	18,61	3136	8564	571	6,90	881	3977172	196
CVS	450 X 156	156,4	199,2	450	16,00	405	22,40	300	70362	3127	18,79	3530	10094	673	7,12	1034	4613934	283
CVS	450 X 168	168,0	214,0	450	16,00	400	25,00	300	76346	3393	18,89	3828	11264	751	7,25	1151	5086243	371
CVS	450 X 177	177,4	226,0	450	19,00	400	25,00	300	77946	3464	18,57	3948	11273	752	7,06	1161	5090402	410
CVS	450 X 188	188,1	239,6	450	22,40	400	25,00	300	79759	3545	18,25	4084	11287	752	6,86	1175	5096996	472
CVS	450 X 206	206,1	262,5	450	19,00	387	31,50	300	92088	4093	18,73	4666	14197	946	7,35	1452	6216289	721
CVS	450 X 216	216,4	275,7	450	22,40	387	31,50	300	93730	4166	18,44	4794	14211	947	7,18	1466	6222474	782
CVS	500 X 134	133,8	170,5	500	12,50	468	16,00	350	76293	3052	21,15	3395	11441	654	8,19	998	6700278	127
CVS	500 X 150	149,7	190,8	500	12,50	462	19,00	350	87240	3490	21,39	3866	13585	776	8,44	1182	7857368	191
CVS	500 X 162	162,4	206,9	500	16,00	462	19,00	350	90116	3605	20,87	4052	13593	777	8,11	1193	7862140	226
CVS	500 X 180	180,3	229,6	500	16,00	455	22,40	350	102058	4082	21,08	4573	16022	916	8,35	1401	9136732	327
CVS	500 X 194	193,9	247,0	500	16,00	450	25,00	350	110952	4438	21,19	4966	17880	1022	8,51	1560	10085406	429
CVS	500 X 204	204,5	260,5	500	19,00	450	25,00	350	113230	4529	20,85	5118	17890	1022	8,29	1572	10091250	473
CVS	500 X 217	216,5	275,8	500	22,40	450	25,00	350	115812	4632	20,49	5290	17907	1023	8,06	1588	10100516	543
CVS	500 X 238	238,3	303,5	500	19,00	437	31,50	350	134391	5376	21,04	6072	22534	1288	8,62	1969	12365290	836

Seção tipo I soldada – serie CVS

PERFIL SOLDADO		MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA (mm)		MESAS (mm)		EIXO X - X				EIXO Y - Y				Prop. Torção	
		(kg/m)	A (cm2)	d (mm)	t_w	h	t_f	b_f	Ix (cm4)	Wx (cm3)	rx(cm)	Zx (cm3)	Iy (cm4)	Wy (cm3)	ry (cm)	Zy (cm3)	Cw (cm6)	It (cm4)
CVS	500 X 259	258,9	329,8	500	25,00	437	31,50	350	138564	5543	20,50	6359	22566	1290	8,27	1998	12382807	973
CVS	550 X 184	183,6	233,9	550	16,00	512	19,00	400	125087	4549	23,12	5084	20284	1014	9,31	1553	14298343	255
CVS	550 X 204	204,1	260,0	550	16,00	505	22,40	400	141973	5163	23,37	5748	23911	1196	9,59	1824	16639476	372
CVS	550 X 220	219,8	280,0	550	16,00	500	25,00	400	154583	5621	23,50	6250	26684	1334	9,76	2032	18386760	488
CVS	550 X 232	231,6	295,0	550	19,00	500	25,00	400	157708	5735	23,12	6438	26695	1335	9,51	2045	18394693	537
CVS	550 X 245	244,9	312,0	550	22,40	500	25,00	400	161250	5864	22,73	6650	26713	1336	9,25	2063	18407269	613
CVS	600 X 190	189,9	241,9	600	16,00	562	19,00	400	151986	5066	25,06	5679	20286	1014	9,16	1556	17119279	262
CVS	600 X 210	210,4	268,0	600	16,00	555	22,40	400	172356	5745	25,36	6408	23912	1196	9,45	1828	19944146	379
CVS	600 X 226	226,1	288,0	600	16,00	550	25,00	400	187600	6253	25,52	6960	26685	1334	9,63	2035	22057184	495
CVS	600 X 239	239,0	304,5	600	19,00	550	25,00	400	191759	6392	25,09	7187	26698	1335	9,36	2050	22067651	548
CVS	600 X 278	277,9	354,0	600	19,00	537	31,50	400	228338	7611	25,40	8533	33631	1682	9,75	2568	27172949	963
CVS	600 X 292	292,2	372,3	600	22,40	537	31,50	400	232726	7758	25,00	8778	33650	1683	9,51	2587	27188788	1046
CVS	650 X 211	211,1	268,9	650	16,00	612	19,00	450	200828	6179	27,33	6893	28877	1283	10,36	1963	28744377	292
CVS	650 X 234	234,3	298,4	650	16,00	605	22,40	450	228156	7020	27,65	7791	34041	1513	10,68	2307	33519985	423
CVS	650 X 252	252,0	321,0	650	16,00	600	25,00	450	248644	7651	27,83	8471	37989	1688	10,88	2570	37098857	554
CVS	650 X 266	266,1	339,0	650	19,00	600	25,00	450	254044	7817	27,38	8741	38003	1689	10,59	2585	37112349	612
CVS	650 X 282	282,1	359,4	650	22,40	600	25,00	450	260164	8005	26,91	9047	38025	1690	10,29	2607	37133737	703
CVS	650 X 310	310,1	395,0	650	19,00	587	31,50	450	303386	9335	27,71	10404	47874	2128	11,01	3242	45784738	1079