	AGO 2003	Projeto de Revisão da NBR 8800

Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios

Procedimento

Origem: NBR 8800:1986
CB-02: Comitê Brasileiro de Construção Civil
CE 02:
NBR 8800:200x - Design and construction of steel and composite structures for buildings
Descriptors: Design and construction. Steel structures. Steel and concrete composite structures. Buildings.
É previsto para cancelar e substituir integralmente a NBR 8800:1986

Palavras chave: Projeto e execução, estruturas, estruturas de aço, estruturas mistas aço-concreto, edifícios

289 páginas

Sumário

Prefácio
Introdução
1 Objetivo
2 Referências normativas
3 Definições, simbologia e unidades
4 Condições gerais de projeto
5 Condições específicas para dimensionamento de elementos de aço
6 Condições específicas para dimensionamento de ligações metálicas
7 Condições específicas para dimensionamento de elementos mistos aço-concreto
8 Condições específicas para dimensionamento de ligações mistas
9 Considerações adicionais de resistência
10 Condições adicionais de projeto
11 Estados limites de utilização
12 Fabricação, montagem e controle de qualidade
Anexo A (Normativo) - Aços estruturais e materiais metálicos de ligação
Anexo B (Normativo) - Ações
Anexo C (Normativo) - Deslocamentos máximos recomendados
Anexo D (Normativo) - Momento fletor resistente característico de vigas não esbeltas
Anexo E (Normativo) - Flambagem local em barras comprimidas
Anexo F (Normativo) - Momento fletor resistente característico de vigas esbeltas
Anexo G (Normativo) - Força cortante resistente característica incluindo o efeito do campo de tração
Anexo H (Normativo) - Comprimento de flambagem por flexão e torção de barras comprimidas
Anexo J (Normativo) - Comprimento de flambagem por flexão de pilares de estruturas contínuas
Anexo K (Normativo) - Força normal de flambagem elástica
Anexo L (Normativo) - Aberturas em almas de vigas
Anexo M (Normativo) - Fadiga
Anexo N (Normativo) - Requisitos específicos para barras de seção variável
Anexo P (Normativo) - Práticas recomendadas para a execução de estruturas
Anexo Q (Normativo) - Vigas mistas aço-concreto
Anexo R (Normativo) - Pilares mistos aço-concreto
Anexo S (Normativo) - Lajes mistas aço-concreto
Anexo T (Normativo) - Ligações mistas aço-concreto
Anexo U (Normativo) - Controle de fissuras do concreto em vigas mistas
Anexo V (Normativo) - Procedimentos para análise elástica aproximada de segunda ordem
Anexo W (Normativo) - Orientação para vibrações em pisos
Anexo X (Normativo) - Orientação para vibrações devidas ao vento

Prefácio

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - é o Fórum Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (CB) e dos Organismos de Normalização Setorial (ONS), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os projetos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos CB e ONS, circulam para Votação Nacional entre os associados da ABNT e demais interessados.

Esta Norma contém os anexos: A, B, C, D, E, F, G, H, J, K, L, M, N, P, Q, R, S, T, U, V e W de caráter normativo.

Esta Norma cancela e substitui integralmente a NBR 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios - Procedimento.

Esta Norma inclui os pilares mistos aço-concreto, as lajes mistas aço-concreto e as ligações mistas aço-concreto, que não eram previstos na NBR 8800:1986 - Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios - Procedimento.

Introdução

Para a elaboração desta Norma foi mantida a filosofia da anterior: NBR 8800, de modo que, a esta Norma cabe definir os critérios gerais que regem o projeto à temperatura ambiente e a execução das estruturas de aço e das estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Assim, ela deve ser complementada por outras normas que fixem critérios para estruturas específicas.

1 Objetivo

1.1 Esta Norma, baseada no método dos estados limites, estabelece os princípios gerais que devem ser obedecidos no projeto à temperatura ambiente e na execução, incluindo a inspeção, de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios nas quais:

- os perfis de aço sejam laminados ou soldados;

- os elementos componentes dos perfis de aço, as chapas e as barras tenham espessura igual ou superior a 3 mm;

- as ligações sejam parafusadas ou soldadas ou mistas aço-concreto.

A exigência relacionada ao tipo de perfil não se aplica às fôrmas de aço das lajes mistas aço-concreto e a conectores de cisalhamento em perfil C formado a frio, e a relacionada à espessura mínima às fôrmas de aço citadas, a calços e chapas de enchimento.

As prescrições desta Norma se aplicam exclusivamente aos perfis de aço não-híbridos. Caso sejam usados perfis híbridos, devem ser feitas as adaptações necessárias.

1.2 As estruturas mistas aço-concreto, incluindo as ligações mistas aço-concreto, previstas por esta Norma, são aquelas formadas por componentes de aço e concreto, armado ou não, trabalhando em conjunto. O concreto pode ser de densidade normal ou de baixa densidade, exceto quando alguma restrição for feita em parte específica desta Norma.

1.3 Os perfis, laminados ou soldados devem ser fabricados obedecendo-se às normas brasileiras aplicáveis. Na ausência destas normas, admite-se o uso de resultados de ensaios, de bibliografia especializada ou de normas ou especificações estrangeiras, conforme disposto em 1.7. Os perfis soldados podem ser fabricados por deposição de metal de solda ou por eletro-fusão.

1.4 Os princípios gerais estabelecidos nesta Norma aplicam-se às estruturas de edifícios destinados à habitação e aos de usos comercial e industrial e de edifícios públicos, e a soluções usuais para barras e ligações. Aplicam-se também às estruturas de passarelas de pedestres.

1.5 Para reforço ou reparo de estruturas existentes, a aplicação desta Norma pode exigir estudo especial e adaptação para levar em conta a data de construção, o tipo e a qualidade dos materiais que foram utilizados.

1.6 O dimensionamento de uma estrutura feito de acordo com esta Norma deve seguir coerentemente todos os seus critérios.

1.7 O responsável pelo projeto deverá identificar todos os estados limites aplicáveis, mesmo que alguns não estejam citados nesta Norma, e projetar a estrutura de modo que os mesmos não sejam violados. Para tipos de estruturas ou situações não cobertos por esta Norma, ou cobertos de maneira simplificada, admite-se o uso de resultados de ensaios, de bibliografia especializada ou de normas ou especificações estrangeiras. Nestes casos, o responsável pelo projeto, se necessário, deverá fazer as adaptações necessárias para manter o nível de segurança previsto por esta Norma. Além disso, os ensaios eventualmente realizados devem seguir procedimentos aceitos internacionalmente, a bibliografia especializada utilizada deve ter reconhecimento e aceitação por parte da comunidade técnico-científica internacional e as normas e especificações estrangeiras devem ser reconhecidas internacionalmente e, no momento do uso, estar válidas.

2 Referências normativas

As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições para esta Norma. As edições indicadas estavam em vigor no momento desta publicação. Como toda norma está sujeita a revisão, recomenda-se àqueles que realizam acordos com base nesta que verifiquem a conveniência de se usarem as edições mais recentes das normas indicadas a seguir. A ABNT possui a informação das Normas Brasileiras em vigor em um dado momento.

ASME B18.2.6:1996 - Fasteners for use in structural applications

ASME B46.1:2002, 2003 - Surface texture, surface roughness, waviness and lay

ASTM A6/A6M:2001b - Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling

ASTM A108:1999 - Standard Specification for Steel Bars, Carbon, Cold-Finished, Standard Quality

ASTM A307:2000 - Standard specification for carbon steel bolts and studs, 60.000 PSI tensile strength

ASTM A325:2000 - Standard specification for structural bolts, steel, heat-treated, 120/105 ksi minimum tensile strength

ASTM A325M:2003 - Standard Specification for Structural Bolts, Steel Heat Treated 830 MPa Minimum Tensile Strength [Metric]

ASTM A490:2000 - Standard specification for heat-treated steel structural bolts, 150 ksi minimum tensile strength

ASTM A490M:2000 Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints [Metric]

ASTM A568/A568M:2003 - Standard Specification for Steel, Sheet, Carbon, and High-Strength, Low-Alloy, Hot-Rolled and Cold-Rolled, General Requirements for

ASTM A588/A588M:2001 - Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel with 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point to 4 in. [100 mm] Thick

ASTM A668/A668M:2002 - Standard Specification for Steel Forgings, Carbon and Alloy, for General Industrial Use

ASTM A913/A913M:2001 - Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Steel Shapes of Structural Quality, Produced by Quenching and Self-Tempering Process (QST)

ASTM F436:2002 - Standard Specification for Hardened Steel Washers

AWS A2.4:1998 - Standard symbols for welding, brazing, and nondestructive examination

AWS A5.1:2003 - Specification for carbon steel electrodes for shielded metal arc welding

AWS A5.5:1996 - Specification for low-alloy steel electrodes for shielded metal arc welding

AWS A5.17:1997 - Specification for carbon steel electrodes and fluxes for submerged arc welding

AWS A5.18:2001 - Specification for carbon steel filler metals for gas shielded arc welding

AWS A5.20:1995 - Specification for carbon steel electrodes for flux cored arc welding

AWS A5.23:1997 - Specification for low-alloy steel electrodes and fluxes for submerged arc welding

AWS A5.28:1996 - Specification for low-alloy steel electrodes for gas shielded arc welding

AWS A5.29:1998 - Specification for low-alloy steel electrodes for flux cored arc welding

AWS D1.1:2002 - Structural welding code - steel

ISO 898-1:1999 - Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – part 1: bolts, screws and studs

NBR 5000:1981 - Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica

NBR 5004:1981 - Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica

NBR 5008:1997 - Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural - Requisitos

NBR 5920:1997 - Chapas finas a frio e bobinas finas a frio, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural - Requisitos

NBR 5921:1997 - Chapas finas a quente e bobinas finas a quente, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural - Requisitos

NBR 6118:2003 - Projeto de estruturas de concreto

NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações

NBR 6313:1986 - Peça fundida de aço carbono para uso geral

NBR 6648:1984 - Chapas grossas de aço carbono para uso estrutural

NBR 6649:1986 - Chapas finas a frio de aço carbono para uso estrutural

NBR 6650:1986 - Chapas finas a quente de aço carbono para uso estrutural

NBR 7007:2002 - Aços carbono e microligados para uso estrutural e geral

NBR 7188:1984 - Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarelas de pedestres

NBR 7242:1990 - Peça fundida de aço de alta resistência para fins estruturais

NBR 8261:1983 - Perfil tubular, de aço carbono, formato a frio, com e sem costura, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais

NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas

NBR 14323:1999 - Dimensionamento de estruturas de aço de edifícios em situação de incêndio

NBR 14762:2001 - Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio

Research Council on Structural Connections:2000 - Specification for structural joints using ASTM A325 or ASTM A490 bolts

3 Definições, simbologia e unidades

3.1 Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as seguintes definições:

3.1.1 ação: Qualquer influência ou conjunto de influências capaz de produzir estados de tensão ou deformação ou movimento de corpo rígido em uma estrutura.

3.1.2 ação de cálculo: Valor da ação usado no dimensionamento da estrutura.

3.1.3 aço estrutural: Aço produzido com base em especificação que o classifica como estrutural e estabelece a composição química e as propriedades mecânicas.

3.1.4 análise estrutural: Determinação dos efeitos das ações (força normal, força cortante, momento fletor, tensão, deslocamento, etc.) em barras e ligações.

3.1.5 barra: Componente da estrutura no qual o comprimento é muito maior que as dimensões da seção transversal.

3.1.6 coeficiente de ponderação da resistência: Valor pelo qual deve ser dividida a resistência característica, para se levar em conta as incertezas inerentes à mesma e obter a resistência de cálculo (ver 3.1.16).

3.1.7 comprimento destravado: Comprimento entre duas seções contidas lateralmente (ver 3.1.18).

3.1.8 elemento: Parte constituinte de um perfil como mesa, alma, aba, etc., ou barra ou qualquer outro componente da estrutura.

3.1.9 estados limites: Estados a partir dos quais uma estrutura não mais satisfaz a finalidade para a qual foi projetada.

3.1.10 estados limites de utilização: Estados que, pela sua ocorrência, repetição ou duração, provocam efeitos incompatíveis com as condições de uso da estrutura, tais como deslocamentos excessivos, vibrações e deformações permanentes. São também chamados de estados limites de serviço.

3.1.11 estados limites últimos: Estados correspondentes à ruína de toda a estrutura, ou parte da mesma, por ruptura, deformações plásticas excessivas, instabilidade, etc.

3.1.12 largura do elemento: Largura da parte plana de um elemento constituinte de um perfil, medida no plano da seção transversal.

3.1.13 perfil híbrido: Perfil cujos elementos componentes possuem aços com propriedades diferentes.

3.1.14 perfil não híbrido: Perfil cujos elementos componentes possuem o mesmo aço.

3.1.15 relação largura-espessura: Relação entre a parte plana de um elemento constituinte de um perfil e sua espessura.

3.1.16 resistência de cálculo: Valor da resistência usado no dimensionamento da estrutura. É obtida a partir do valor característico das propriedades do material e das seções, em conjunto com uma fórmula deduzida racionalmente, baseada em modelo analítico e/ou experimental, e que represente o comportamento do elemento no estado limite. A resistência de cálculo é igual ao valor característico da resistência dividido por um coeficiente que leva em conta as incertezas inerentes ao mesmo.

3.1.17 resistência característica: Valor fixado a partir de ensaios ou de algum método racional para alguma propriedade ligada à resistência.

3.1.18 seção contida lateralmente: Seção cuja face comprimida tem seu deslocamento lateral impedido ou que apresente torção impedida.

3.1.19 seção tubular: Seção circular ou retangular vazada de aço, com espessura uniforme, laminada ou formada por trabalho a frio com solda longitudinal contínua.

3.1.20 valor característico das ações: Valor que quantifica as ações, previsto nas normas de ações e definido na NBR 8681. Uma ação com seu valor característico pode ser referida simplesmente como ação característica.

3.1.21 valor convencional excepcional das ações: Valor arbitrado para as ações excepcionais por meio de consenso entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais que nela tenham interesse.

3.2 Simbologia

A simbologia adotada nesta Norma, no que se refere a estruturas de aço e estruturas mistas aço-concreto, é constituída por símbolos base (mesmo tamanho do texto corrente) e símbolos subscritos.

Os símbolos base utilizados com mais freqüência nesta Norma encontram-se estabelecidos em 3.2.1 e os símbolos subscritos em 3.2.2, em mesmo tamanho do texto corrente, de forma a facilitar sua visualização.

A simbologia geral encontra-se estabelecida nesta subseção e a simbologia mais específica de algumas partes desta Norma é apresentada nas seções pertinentes, de forma a simplificar a compreensão e, portanto, a aplicação dos conceitos estabelecidos.

3.2.1 Símbolos base

3.2.1.1 Letras romanas minúsculas

a - distância em geral; distância entre enrijecedores transversais; altura da região comprimida em lajes de vigas mistas; distância centro a centro entre as vigas
a_o - comprimento das aberturas
b - largura; largura efetiva da mesa de concreto
b_{ef} - largura efetiva
b_f - largura da mesa
b_{fc} - largura da mesa do pilar; largura da mesa comprimida
b_s - largura do enrijecedor
b_w - dimensão nominal da solda de filete
d - diâmetro em geral; altura total da seção transversal; diâmetro do cilindro
d_b - diâmetro do parafuso; diâmetro externo da rosca da barra redonda rosqueada
d_F - distância da face superior da laje de concreto ao centro de gravidade da área efetiva da fôrma
d_h - diâmetro do furo
d_p - diâmetro do pino
d_s - distância do centro de gravidade do perfil de aço ao centro de gravidade da armadura
e - excentricidade do carregamento
f - tensão característica obtida por ensaios ou tensão resistente de cálculo
f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão
f_{ckb} - resistência característica do concreto de baixa densidade à compressão
f_{ckn} - resistência característica do concreto de densidade normal à compressão
f_{ctm} - resistência média do concreto à tração
f_{dc} - tensão de compressão resistente de cálculo na face superior da laje de concreto
f_{dt} - tensão de tração resistente de cálculo na mesa inferior da viga de aço
f_r - tensão residual
f_u - resistência à ruptura do aço a tração
f_{ub} - resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração
f_{ucs} - resistência à ruptura do aço do conector
f_y - resistência ao escoamento do aço a tensão normal
f_{yF} - resistência ao escoamento do aço da fôrma
f_{ys} - resistência ao escoamento do aço da armadura
f_w - resistência mínima à tração do metal da solda
g - gabarito de furação; aceleração da gravidade
h - altura em geral; altura da alma; altura do andar
h_c - altura da laje de concreto acima da fôrma de aço
h_{cs} - comprimento do pino após a soldagem
h_{ef} - altura efetiva
h_F - altura da nervura da fôrma de aço
h_o - distância entre os centróides das mesas; altura das aberturas
h_r - altura do revestimento da laje
h_t - altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto
k_{cs} - rigidez inicial dos conectores
k_s - rigidez inicial das barras da armadura; parâmetro associado ao rasgamento entre furos
k_v - coeficiente de flambagem por força cortante da alma
ℓ - comprimento em geral; comprimento destravado lateralmente, comprimento do cilindro; comprimento de flambagem do pilar
ℓ_c - distância livre, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda da parte ligada
ℓ_n - comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga
ℓ_w - comprimento total da solda
n - número de conectores
n' - número de conectores entre a seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo
n_b - número de parafusos
n_{cs} - número de conectores de cisalhamento por nervura
n_E - relação entre o módulo de elasticidade do aço e o módulo de elasticidade do concreto
p - largura tributária do parafuso
q_{Rd} - resistência de cálculo de um conector de cisalhamento
r - raio de giração; raio
r_o - raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento
r_x, r_y - raios de giração da seção transversal em relação aos eixos x e y, respectivamente
s - espaçamento longitudinal entre dois furos consecutivos; espaçamento mínimo entre bordas de aberturas
t - espessura em geral
t_c - espessura da laje de concreto
t_F - espessura da fôrma de aço

t_f - espessura da mesa
t_{fc} - espessura da mesa do pilar, espessura da mesa comprimida
t_{fcs} - espessura da mesa do conector
t_p - espessura da chapa tracionada
t_s - espessura do enrijecedor
t_w - espessura da alma
t_{wcs} - espessura da alma do conector
w - dimensão da perna do filete de reforço ou contorno
x_o, y_o - coordenadas do centro de cisalhamento
y_c - distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga
y_{LNP} - posição da linha neutra
y_p - distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço
y_s - distância do centro de gravidade ao centro de cisalhamento da viga de aço
y_t - distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga

3.2.1.2 Letras romanas maiúsculas

A - área em geral
A_a - área da seção transversal do perfil de aço
A_{ac} - área comprimida da seção do perfil de aço
A_{at} - área tracionada da seção do perfil de aço
A_b - área bruta do parafuso
A_{be} - área resistente ou área efetiva de um parafuso ou barra redonda rosqueada
A_c - área da seção transversal dos elementos conectados; área da seção transversal do concreto
A_{cs} - área da seção transversal do conector
A_e - área líquida efetiva da seção transversal
A_{ef} - área efetiva
A_F - área da fôrma de aço
A_f - área da mesa
A_{fe} - área efetiva da mesa tracionada
A_{fg} - área bruta da mesa tracionada ou comprimida
A_{fn} - área líquida da mesa tracionada ou comprimida
A_{fnt} - área líquida da mesa tracionada
A_g - área bruta da seção transversal
A_{MB} - área teórica da face de fusão
A_n - área líquida
A_s - área da armadura transversal total, por unidade de comprimento, incluindo a armadura adicional e qualquer armadura prevista para flexão da laje; área da seção transversal da armadura longitudinal
A_{sa} - área da armadura adicional
A_w - área efetiva de cisalhamento; área efetiva da solda; área da alma
C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme
C_d - resistência de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto
C'_d - resistência de cálculo da parte comprimida do perfil de aço
C_m - coeficiente de equivalência de momentos
C_{pg} - coeficiente utilizado no cálculo de vigas esbeltas
C_{red} - fator de redução da resistência do conector de cisalhamento tipo pino com cabeça
C_t - coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva

C_v - coeficiente de força cortante
C_w - constante de empenamento da seção transversal
D - diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular; diâmetro externo da cabeça do olhal
D_o - diâmetro das aberturas
E - módulo de elasticidade tangente do aço
E_c - módulo de elasticidade secante inicial do concreto no limite de resistência à compressão
E'_c - módulo de elasticidade reduzido do concreto devido aos efeitos de retração e deformação lenta
E_{cb} - módulo de elasticidade secante inicial do concreto de baixa densidade no limite de resistência à compressão
E_{cn} - módulo de elasticidade secante do concreto de densidade normal no limite de resistência à compressão
E_s - módulo de elasticidade tangente do aço da armadura do concreto
F_G - valor característico das ações permanentes
F_Q - valor característico das ações variáveis
$F_{Q,exc}$ - valor característico das ações excepcionais
G - módulo de elasticidade transversal do aço, igual a 0,385E; ação característica permanente; centro de gravidade da barra
I - momento de inércia
I_a - momento de inércia da seção transversal do perfil de aço
I_c - momento de inércia da seção transversal do concreto
I_{ef} - momento de inércia efetivo
I_p - momento de inércia do pilar
I_s - momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto
I_T - momento de inércia à torção uniforme da seção de aço
I_{tr} - momento de inércia da seção mista homogeneizada
I_v - momento de inércia da viga
I_x, I_y - momentos de inércia da seção transversal em relação aos eixos x e y, respectivamente
K - coeficiente de flambagem utilizado no dimensionamento de barras comprimidas
L - vão ou comprimento em geral
L' - distância entre as seções de momentos máximos positivo e negativo
L_b - comprimento destravado
L_{cs} - comprimento do conector de perfil U
L_e - comprimento do trecho de momento positivo; distância entre pontos de momento nulo
L_F - vão teórico da fôrma de aço na direção das nervuras
L_p - altura do andar para um pilar
L_s - vão de cisalhamento
L_t - comprimento de introdução da força do concreto
L_v - vão da viga
M - momento fletor
M_a - momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada
M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica
$M_{p\ell}$ - momento fletor de plastificação da seção
M_r - momento fletor correspondente ao início de escoamento
M_{Rd} - momento fletor resistente de cálculo
$M_{Rd,p\ell}$ - momento fletor resistente de plastificação de cálculo

$M_{Rd,x}$; $M_{Rd,y}$ - momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em torno dos eixos x e y da seção transversal

M_{Rk} - momento fletor resistente característico

M^{-}_{Rd} - momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo

$M^{-}_{Rd,dist}$ - momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, para o estado limite de flambagem lateral com distorção

$M^{-}_{Rd,esq}$; $M^{-}_{Rd,dir}$ - momentos fletores resistentes de cálculo nas extremidades esquerda e direita, respectivamente, em módulo, das vigas mistas sujeitas a momento negativo no caso de vigas contínuas, ou das ligações mistas no caso de vigas semicontínuas

M^{-}_{Rk} - momento fletor resistente característico na região de momento negativo

M_{Sd} - momento fletor solicitante de cálculo

$M_{Sd,G}$; $M_{Sd,L}$ - momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir 0,75 f_{ck}

$M_{Sd,max}$ - máximo momento fletor solicitante de cálculo na barra, determinado por meio da análise de primeira ordem

$M_{Sd,q}$ - momento fletor solicitante de cálculo na viga biapoiada, função da abcissa x

$M_{Sd,x}$; $M_{Sd,y}$ - momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em torno dos eixos x e y da seção transversal

N - comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga, número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

$N_{c,Rd}$ - força normal de compressão resistente de cálculo

N_e - força normal de flambagem elástica

$N_{p\ell}$ - força normal correspondente ao escoamento da seção transversal

N_{Rd} - força normal resistente de cálculo

$N_{Rd,p\ell}$ - força normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total

N_{Sd} - força normal de compressão solicitante de cálculo

$N_{t,Rd}$ - força normal de tração resistente de cálculo

N_y - força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva

P - passo da rosca

P_{dub} - resistência de cálculo de um parafuso, levando em conta o cisalhamento e a pressão de contato nos furos

P_{sRd} - resistência de cálculo das barras da armadura

Q - ação variável; coeficiente de flambagem local; força adicional de tração, causada pelo efeito de alavanca

Q_a; Q_s - coeficientes que levam em conta a flambagem local de elementos AA e AL, respectivamente

Q_{Rd} - somatório das resistências de cálculo individuais, q_{Rd}, dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo

Q'_{Rd} - somatório das resistências de cálculo individuais, q_{Rd}, dos conectores de cisalhamento situados entre as seções de momentos máximos positivo e negativo

R - raio de concordância entre a cabeça e o corpo do olhal

R_d - resistência de cálculo

R_{FIL} - fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais

R_{PJP} - fator de redução para soldas de entalhe de penetração parcial

R_{Rd} - solicitação resistente de cálculo

R_{Rk} - solicitação resistente característica

S_d - solicitação de cálculo

T_b - força de protensão mínima por parafuso
T_d - resistência de cálculo da região tracionada do perfil de aço
T_{Rds} - força resistente de tração de cálculo nas barras da armadura longitudinal
T_{Sd} - força solicitante de tração de cálculo no parafuso, sem efeito de alavanca
$V_{p\ell}$ - força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
V_{Rd} - força cortante resistente de cálculo
$V_{Rd,\ell}$ - força cortante longitudinal resistente de cálculo de lajes mistas
$V_{Rd,p}$ - força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada
$V_{Rd,v}$ - força cortante vertical resistente de cálculo de lajes mistas
V_{Rk} - força cortante resistente característica
V_{Rkt} - força cortante resistente característica incluindo o efeito do campo de tração
V_{Sd} - força cortante solicitante de cálculo
$V_{Sd,q}$ - força cortante solicitante de cálculo na viga biapoiada, função da abscissa x
W - módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão
W_a - módulo de resistência elástico da seção do perfil de aço
W_c, W_t - módulo de resistência elástico do lado comprimido e tracionado da seção, respectivamente, relativo ao eixo de flexão
W_{ef} - módulo de resistência elástico efetivo
W_{tr} - módulo de resistência elástico da seção homogeneizada, em vigas mistas
W_x, W_y - módulos de resistência elásticos em relação aos eixos x e y, respectivamente
Z_{pa} - módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço
Z_{pc} - módulo de resistência plástico da seção de concreto
Z_{ps} - módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto

3.2.1.3 Letras gregas minúsculas

α - coeficiente relacionado à curva de dimensionamento à compressão; coeficiente relacionado ao efeito Rüsch
β - fator de redução
β_a - coeficiente de dilatação térmica do aço
β_{cn} - coeficiente de dilatação térmica do concreto de densidade normal
β_{vm} - coeficiente que leva em conta a capacidade de rotação necessária para a ligação
δ - fator de contribuição do aço, deslocamento, flecha
ε_{cs} - deformação específica de retração livre do concreto
ε_{smu} - deformação da armadura envolvida pelo concreto
ε_{su} - deformação correspondente à resistência à ruptura da armadura isolada
ε_{sy} - deformação correspondente à resistência ao escoamento da armadura isolada
ϕ - diâmetro das barras da armadura
γ - coeficiente de ponderação da resistência
γ_a - peso específico do aço; coeficiente de ponderação da resistência do aço
γ_c - peso específico do concreto; coeficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_{cb} - peso específico do concreto de baixa densidade
γ_{cn} - peso específico do concreto de densidade normal sem armadura
γ_{cna} - peso específico do concreto de densidade normal com armadura
γ_{cs} - coeficiente de ponderação da resistência do conector
γ_g - coeficiente de ponderação das ações permanentes
γ_q - coeficiente de ponderação das ações variáveis
γ_r - coeficiente de ponderação da rigidez

γ_s - coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura
γ_z - coeficiente para definição da ordem de grandeza dos deslocamentos horizontais
λ - parâmetro de esbeltez
λ_o - índice de esbeltez reduzido
λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento
λ_{rel} - esbeltez relativa
μ - coeficiente médio de atrito
ν_a - coeficiente de Poisson do aço estrutural
ν_{cn} - coeficiente de Poisson do concreto de densidade normal
ν_{cb} - coeficiente de Poisson do concreto de baixa densidade
ρ - fator de redução associado à resistência à compressão
ρ_{dist} - fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal
σ - tensão em geral
σ_{cr} - tensão de flambagem
$\sigma_{c,Rd}$ - tensão de flambagem
σ_e - tensão crítica de flambagem elástica
σ_{Rd} - tensão resistente de cálculo
σ_{Sd} - tensão solicitante de cálculo
σ_{SR} - limite admissível para a faixa de variação de tensões
σ_{TH} - limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação
τ_{Rk} - tensão de cisalhamento característica
ψ_{oj} - fator de combinação das ações variáveis
ψ_{1j}; ψ_{2j} - fatores de utilização

3.2.1.4 Letras gregas maiúsculas

Δu_s - capacidade de deformação das barras da armadura
Δu_i - capacidade de deformação da ligação
Σ - somatório

3.2.2 Símbolos subscritos

3.2.2.1 Letras romanas minúsculas

a - aço
b - parafuso; barra redonda rosqueada
c - concreto; compressão
cb - concreto de baixa densidade
cn - concreto de densidade normal
cs - conector de cisalhamento
d - de cálculo
e - elástico
ef - efetivo
f - mesa
g - bruta
i - número de ordem
n - líquida

pℓ	- plastificação
s	- armadura
t	- tração
u	- ruptura
w	- alma; solda
x	- relativo ao eixo x
y	- escoamento; relativo ao eixo y

3.2.2.2 Letras romanas maiúsculas

F	- fôrma de aço
Rd	- resistente de cálculo
Rk	- resistente característico
Sd	- solicitante de cálculo

3.3 Unidades

A maioria das expressões apresentada nesta Norma é adimensional, portanto devem ser empregadas grandezas com unidades coerentes. Quando forem indicadas unidades, estas estarão de acordo com o Sistema Internacional de Unidades.

4 Condições gerais de projeto

4.1 Generalidades

4.1.1 As obras executadas total ou parcialmente com estrutura de aço ou com estrutura mista aço-concreto devem obedecer a projeto elaborado de acordo com esta Norma, sob responsabilidade de profissional legalmente habilitado, com experiência em projeto e construção dessas estruturas, as quais devem ser fabricadas e construídas por empresas capacitadas e que mantenham a execução sob competente supervisão.

4.1.2 Entende-se por projeto o conjunto de cálculos, desenhos, especificações de fabricação e de montagem da estrutura.

4.2 Desenhos de projeto

4.2.1 Os desenhos de projeto devem ser executados em escala adequada para o nível das informações desejadas. Devem conter todos os dados necessários para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto das fundações.

4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas que foram usadas e dar as especificações de todos os materiais estruturais empregados.

4.2.3 Além dos materiais, devem ser indicados dados relativos às ações de cálculo adotadas e aos esforços solicitantes de cálculo a serem resistidos por barras e ligações, quando necessários para a preparação adequada dos desenhos de fabricação.

4.2.4 Nas ligações com parafusos de alta resistência, os desenhos de projeto devem indicar se o aperto será normal ou com protensão inicial, e neste último caso, se os parafusos trabalharem a cisalhamento, se a ligação é por atrito ou por contato.

4.2.5 As ligações soldadas devem ser caracterizadas por simbologia adequada que contenha informações completas para sua execução, de acordo com a AWS A2.4.

4.2.6 No caso de edifícios industriais, devem ser apresentados nos desenhos de projeto o esquema de localização das ações decorrentes dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, os valores destas ações e, eventualmente, os dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

4.2.7 Sempre que necessário, devem ser consideradas as condições de montagem e indicados os pontos de içamento previstos e os pesos das peças da estrutura. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que será utilizado na montagem. Além disso, devem ser indicadas as posições que serão ocupadas temporariamente por equipamentos principais ou auxiliares de montagem sobre a estrutura, posição de amarração de cabos ou espias, etc. Outras situações que possam afetar a segurança da estrutura devem também ser consideradas.

4.2.8 Nos casos onde os comprimentos das peças da estrutura possam ser influenciados por variações de temperatura durante a montagem, devem ser indicadas as faixas de variação consideradas.

4.2.9 Devem ser indicadas nos desenhos de projeto as contraflechas de vigas de alma cheia e treliçadas.

4.3 Desenhos de fabricação

4.3.1 Os desenhos de fabricação devem traduzir fielmente, para a fábrica, as informações contidas nos desenhos de projeto, dando informações completas para a fabricação de todos os elementos componentes da estrutura, incluindo materiais utilizados e suas especificações, locação, tipo e dimensão de todos os parafusos, soldas de fábrica e de campo.

4.3.2 Sempre que necessário, deve-se indicar nos desenhos a seqüência de execução de ligações importantes, para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos.

4.4 Desenhos de montagem

Os desenhos de montagem devem indicar as dimensões principais da estrutura, marcas das peças, dimensões de barras (quando necessárias à aprovação), elevações das faces inferiores de placas de base de pilares, todas as dimensões de detalhes para colocação de chumbadores e outras informações necessárias à montagem da estrutura. Devem ser claramente indicados todos os elementos permanentes ou temporários essenciais à integridade da estrutura parcialmente construída. Aplica-se aqui também o disposto em 4.3.2.

4.5 Materiais

4.5.1 Introdução

4.5.1.1 Os aços estruturais e os materiais metálicos de ligação aprovados para uso por esta Norma são citados em 4.5.2 e o concreto e os aços para armaduras em 4.5.3.

4.5.1.2 Informações completas sobre os materiais relacionados em 4.5.2 e 4.5.3 encontram-se nas especificações correspondentes e maiores informações sobre os aços estruturais e os materiais metálicos de ligação encontram-se no anexo A.

4.5.2 Aços estruturais e materiais metálicos de ligação

4.5.2 1 Aços para perfis, barras e chapas

4.5.2.1.1 Os aços aprovados para uso nesta Norma para perfis, barras e chapas são aqueles com qualificação estrutural assegurada por norma brasileira ou norma ou especificação estrangeira, desde que possuam resistência característica ao escoamento máxima de 450 MPa e relação entre resistências características à ruptura e ao escoamento não inferior a 1,18.

4.5.2.1.2 Permite-se ainda o uso de outros aços estruturais desde que tenham resistência característica ao escoamento máxima de 450 MPa, relação entre resistências características à ruptura e ao escoamento não inferior a 1,25 e que o responsável pelo projeto analise as diferenças entre as especificações destes aços e dos mencionados em 4.5.2.1.1 e, principalmente, as diferenças entre os métodos de amostragem usados na determinação de suas propriedades mecânicas.

4.5.2.1.3 Recomenda-se não usar aços sem qualificação estrutural. No entanto, é tolerado o seu uso, desde que livre de imperfeições superficiais, somente para peças e detalhes de menor importância, onde as propriedades do aço e sua soldabilidade não afetem a resistência da estrutura. Caso este tipo de aço seja usado, não devem ser adotados no projeto valores superiores a 180 MPa e 300 MPa para a resistência característica ao escoamento e a resistência característica à ruptura, respectivamente.

4.5.2.2 Aços fundidos e forjados

Quando for necessário o emprego de elementos estruturais fabricados com aço fundido ou forjado, devem ser obedecidas as normas brasileiras relacionadas à questão ou norma ou especificação estrangeira.

4.5.2.3 Parafusos

Os parafusos de aço de baixo teor de carbono devem satisfazer a ASTM A307 ou ISO 898 Classe 4.6, os parafusos de alta resistência, incluindo porcas adequadas e arruelas planas endurecidas, devem satisfazer a ASTM A325, ASTM A325M ou ISO 898 Classe 8.8 e os parafusos de aço-liga temperado e revenido devem satisfazer a ASTM A490, ASTM A490M ou ISO 898 Classe 10.9.

4.5.2.4 Eletrodos, arame e fluxo para soldagem

4.5.2.4.1 Os eletrodos, arames e fluxos para soldagem devem obedecer às seguintes especificações:

a) para eletrodos de aço doce, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.1;

b) para eletrodos de aço de baixa liga, revestidos, para soldagem por arco elétrico: AWS A5.5;

c) para eletrodos nus de aço doce e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.17;

d) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.18;

e) para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.20;

f) para eletrodos nus de aço de baixa liga e fluxo, para soldagem por arco submerso: AWS A5.23;

g) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa: AWS A5.28;

h) para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco com fluxo no núcleo: AWS A5.29.

4.5.2.4.2 A aprovação das especificações para eletrodos citadas em 4.5.2.4.1 é feita independentemente das exigências de ensaios de impacto que, na maior parte dos casos, não são necessários para edificações.

4.5.2.5 Conectores de cisalhamento

4.5.2.5.1 Os conectores de aço tipo pino com cabeça devem atender aos requisitos do capítulo 7 da norma AWS D1.1:2002.

4.5.2.5.2 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil U laminado devem obedecer a 4.5.2.1.

4.5.2.5.3 O aço dos conectores de cisalhamento em perfil C formado a frio devem obedecer aos requisitos da NBR 14762.

4.5.2.6 Aço da fôrma da laje mista

O aço da fôrma da laje mista e seu revestimento devem estar de acordo com a seção S.7 (anexo S).

4.5.2.7 Identificação

Os materiais e produtos usados na estrutura devem ser identificados pela sua especificação, incluindo tipo ou grau, se aplicável, usando-se os seguintes métodos:

a) certificados de qualidade fornecidos por usinas ou produtores, devidamente relacionados aos produtos fornecidos;

b) marcas legíveis aplicadas ao material pelo produtor, de acordo com os padrões das normas correspondentes.

4.5.2.8 Propriedades mecânicas gerais

Para efeito de cálculo devem ser adotados, para os aços aqui relacionados, os seguintes valores de propriedades mecânicas:

a) módulo de elasticidade tangente, $E = 205000$ MPa ;

b) coeficiente de Poisson, $\nu_a = 0{,}3$;

c) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_a = 12 \times 10^{-6}\ °C^{-1}$;

d) peso específico, $\gamma_a = 77\ kN/m^3$.

4.5.3 Concreto e aço das armaduras

4.5.3.1 As propriedades do concreto de densidade normal devem obedecer a NBR 6118. Assim, a resistência característica à compressão deste tipo de concreto deve situar-se entre 10 MPa e 50 MPa, e os seguintes valores devem ser adotados:

a) módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão, $E_{cn} = 4760\sqrt{f_{ckn}}$, onde E_{cn} e f_{ckn} são dados em megapascal (f_{ckn} é a resistência característica do concreto de densidade normal à compressão);

b) coeficiente de Poisson, $\nu_{cn} = 0{,}20$;

c) coeficiente de dilatação térmica, $\beta_{cn} = 10^{-5}\ °C^{-1}$;

d) peso específico, $\gamma_{cn} = 24\ kN/m^3$ no concreto sem armadura e $\gamma_{cna} = 25\ kN/m^3$ no concreto armado.

4.5.3.2 As propriedades do concreto de baixa densidade devem obedecer à norma ou especificação nacional ou estrangeira pertinente. Este tipo de concreto deve ter peso específico mínimo de 15 kN/m^3 sem armadura, e o módulo de elasticidade secante inicial no limite de resistência à compressão, em megapascal, deve ser tomado igual a:

$$E_{cb} = 40{,}5\,\gamma_{cb}^{1{,}5}\sqrt{f_{ckb}}$$

onde:

γ_{cb} é o peso específico do concreto de baixa densidade, sem armadura, em quilonewton por metro cúbico;

f_{ckb} é a resistência característica do concreto de baixa densidade à compressão, em megapascal.

Para o coeficiente de Poisson, pode ser usado o valor de 0,2 (igual ao do concreto de densidade normal). O coeficiente de dilatação térmica deve ser determinado por meio de estudo específico.

4.5.3.3 Nesta Norma, o módulo de elasticidade secante, a resistência característica à compressão, o coeficiente de Poisson, o coeficiente de dilatação térmica e o peso específico do concreto serão representados sempre por E_c, f_{ck}, ν_c, β_c e γ_c, respectivamente. Assim se o concreto for de densidade normal, deve-se tomar $E_c = E_{cn}$, $f_{ck} = f_{ckn}$, $\nu_c = \nu_{cn}$, $\beta_c = \beta_{cn}$ e $\gamma_c = \gamma_{cn}$ para o concreto sem armadura ou $\gamma_c = \gamma_{cna}$ para o concreto armado; e se for de baixa densidade, $E_c = E_{cb}$, $f_{ck} = f_{ckb}$, $\nu_c = \nu_{cb}$, $\beta_c = \beta_{cb}$ e $\gamma_c = \gamma_{cb}$ para o concreto sem armadura ou $\gamma_c = \gamma_{cba}$ para o concreto armado.

4.5.3.4 As propriedades do aço das armaduras devem obedecer a NBR 6118.

4.6 Bases para o dimensionamento

O método dos estados limites utilizado para o dimensionamento dos componentes de uma estrutura exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações. Quando a estrutura não mais atende aos objetivos para os quais foi projetada, um ou mais estados limites foram excedidos. Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações de cálculo previstas em toda a vida útil, em uma situação transitória ou quando atuar uma ação excepcional. Os estados limites de utilização estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço.

4.6 1 Dimensionamento para os estados limites últimos

4.6.1.1 O dimensionamento para os estados limites últimos implica em que a solicitação resistente de cálculo de cada componente ou conjunto da estrutura seja igual ou superior à solicitação atuante de cálculo. Em algumas situações, é necessário combinar, por meio de expressões de interação apropriadas, termos que refletem relações entre solicitações atuantes de cálculo e solicitações resistentes de cálculo diferentes. Cada solicitação resistente de cálculo, S_{Rd}, é calculada para o estado limite aplicável e é igual ao quociente entre a solicitação resistente característica, S_{Rk}, e o coeficiente de ponderação da resistência γ. As solicitações resistentes características S_{Rk} e os coeficientes de resistência γ são dados nas seções 5, 6, 7 e 8, dependendo do estado limite último. Outras verificações relacionadas à segurança encontram-se na seção 9.

4.6.1.2 A solicitação atuante de cálculo deve ser determinada para as combinações de ações de cálculo que forem aplicáveis, de acordo com 4.7.

4.6.2 Dimensionamento para os estados limites de utilização

A estrutura deve ser verificada para os estados limites de utilização, de acordo com os requisitos da seção 11.

4.7 Ações e combinações de ações

4.7.1 Valores e classificação

As ações a serem adotadas no projeto das estruturas e seus componentes são as estabelecidas pelas normas brasileiras NBR 6120, NBR 6123 e NBR 7188, ou por outras normas aplicáveis, e também pelo anexo B desta Norma. Conforme a NBR 8681, estas ações são classificadas segundo sua variabilidade no tempo, nas três categorias a seguir:

- F_G: ações permanentes - ações decorrentes do peso próprio da estrutura e de todos os elementos componentes da construção (pisos, telhas, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.), as quais são chamadas de ações permanentes diretas, e as ações decorrentes de efeitos de recalques de apoio, de retração dos materiais e de protensão, as quais são chamadas de ações permanentes indiretas;

- F_Q: ações variáveis - ações decorrentes do uso e ocupação da edificação (ações devidas a sobrecargas em pisos e coberturas, equipamentos e divisórias móveis, etc.), pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc.;

- $F_{Q,exc}$: ações excepcionais - ações decorrentes de incêndios, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

Nas regras de combinações de ações para os estados limites últimos e de utilização, dadas respectivamente em 4.7.2 e 4.7.3, as ações devem ser tomadas com seus valores característicos de acordo com a NBR 8681. As ações excepcionais podem ser tomadas com seus valores convencionais excepcionais.

4.7.2 Combinações de ações para os estados limites últimos

4.7.2.1 As combinações de ações para os estados limites últimos, de acordo com a NBR 8681, são as seguintes:

a) combinações últimas normais:

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

b) combinações últimas especiais ou de construção (situação transitória):

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

c) combinações últimas excepcionais, exceto para o caso em que a ação excepcional decorre de incêndio (ver 4.7.2.2):

$$\sum_{i=1}^{m}(\gamma_{gi}F_{Gi}) + F_{Q,exc} + \sum_{j=1}^{n}(\gamma_{qj}\psi_{oj,ef}F_{Qj})$$

Onde:

F_{Gi} são as ações permanentes;

F_{Q1} é a ação variável considerada como principal nas combinações normais, ou como principal para a situação transitória nas combinações especiais ou de construção;

F_{Qj} são as demais ações variáveis;

$F_{Q,exc}$ é a ação excepcional;

γ_{gi} são os coeficientes de ponderação das ações permanentes, fornecidos pela tabela 1 (para maiores informações, deve ser consultada a NBR 8681);

γ_{qj} são os coeficientes de ponderação das ações variáveis, fornecidos pela tabela 1 (para maiores informações, deve ser consultada a NBR 8681);

ψ_{oj} são os fatores de combinação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal F_{Q1}, nas combinações normais, conforme a tabela 2;

$\psi_{oj,ef}$ são os fatores de combinação efetivos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal F_{Q1}, durante a situação transitória, ou com a ação excepcional $F_{Q,exc}$. O fator $\psi_{oj,ef}$ é igual ao fator ψ_{oj} adotado nas combinações

normais, salvo quando a ação principal F_{Q1} ou a ação excepcional $F_{Q,exc}$ tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{oj,ef}$ pode ser tomado igual ao correspondente ψ_2 (tabela 2).

Tabela 1 - Coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) [1) 3)]					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições "in loco"	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) [1) 4)]					
	Efeito da temperatura [2)]		Ação do vento		Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação	
Normais	1,20		1,40		1,50	
Especiais ou de construção	1,00		1,20		1,30	
Excepcionais	1,00		1,00		1,00	

NOTAS:

[1)] Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para as ações permanentes favoráveis à segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis à segurança não devem ser incluídas nas combinações.

[2)] O efeito de temperatura citado não inclui o gerado por equipamentos, o qual deve ser considerado como ação decorrente do uso e ocupação da edificação.

[3)] As ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,35 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m^2, ou 1,40 quando isso não ocorrer.

[4)] Se as ações permanentes diretas que não são favoráveis à segurança forem agrupadas, as ações variáveis que não são favoráveis à segurança podem, opcionalmente, ser consideradas também todas agrupadas, com coeficiente de ponderação igual a 1,40 quando as ações variáveis decorrentes do uso e ocupação forem iguais ou superiores a 5 kN/m^2, ou 1,50 quando isso não ocorrer (mesmo nesse caso, o efeito da temperatura pode ser considerado isoladamente, com o seu próprio coeficiente de ponderação).

4.7.2.2 As combinações de ações últimas excepcionais para os estados limites últimos em situação de incêndio devem ser determinadas de acordo com a NBR 14323.

4.7.3 Combinações de ações para os estados limites de utilização

Nas combinações de ações para os estados limites de utilização são consideradas todas as ações permanentes, inclusive as deformações impostas permanentes, e as ações variáveis correspondentes a cada um dos tipos de combinações, conforme indicado a seguir:

a) combinações quase permanentes de utilização (combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período):

$$\sum_{i=1}^{m} F_{Gi} + \sum_{j=1}^{n} (\psi_{2j} F_{Qj})$$

b) combinações freqüentes de utilização (combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%):

$$\sum_{i=1}^{m} F_{Gi} + \psi_1 F_{Q1} + \sum_{j=2}^{n} (\psi_{2j} F_{Qj})$$

c) combinações raras de utilização (combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura):

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

Onde:

F_{Gi} são as ações permanentes;

F_{Q1} é a ação variável principal da combinação;

$\psi_{1j} F_{Qj}$ são os valores freqüentes da ação;

$\psi_{2j} F_{Qj}$ são os valores quase permanentes da ação;

ψ_{1j}, ψ_{2j} são os fatores de utilização, conforme tabela 2.

Tabela 2 - Fatores de combinação e fatores de utilização

Ações	ψ_{oj} [1)]	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Ações decorrentes do uso e ocupação:			
- Sem predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,5	0,4	0,3
- Com predominância de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos:			
- Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
- Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3

NOTA:

[1)] Os coeficientes ψ_{oj} devem ser admitidos como 1,0 para ações variáveis de mesma natureza da ação variável principal F_{Q1}.

4.7.4 Casos não previstos nesta Norma

Para os casos de combinações de ações referentes aos estados limites últimos ou de utilização não previstos nesta Norma, devem ser obedecidas as exigências da NBR 8681.

4.8 Estabilidade e análise estrutural

4.8.1 Generalidades

4.8.1.1 A presente subseção trata da análise e da estabilidade das estruturas. Assim, em 4.8.2, são definidas estruturas contraventadas e não contraventadas e fornecidas orientações para avaliação da estabilidade das mesmas e, em 4.8.3, são apresentadas regras gerais para análise estrutural para verificação dos estados limites últimos.

4.8.1.2 A análise estrutural para verificação dos estados limites de utilização deve ser feia conforme estipulado nas partes desta Norma que tratam da questão. Caso seja feita análise de segunda ordem, devem ser seguidos os procedimentos dados em 4.8.3, mas usando-se as combinações de ações apropriadas para estes tipos de estados limites.

4.8.2 Estabilidade estrutural

4.8.2.1 Generalidades

Deve ser garantida a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada elemento componente, considerando os efeitos significativos das ações na estrutura deformada.

4.8.2.2 Estruturas contraventadas

4.8.2.2.1 Em treliças e naquelas estruturas cuja estabilidade lateral é garantida por sistema adequado de contraventamentos, paredes estruturais de cisalhamento ou outros meios equivalentes, aqui classificadas como estruturas contraventadas, o coeficiente de flambagem K a ser utilizado no dimensionamento de barras comprimidas, desde que atendidas as exigências de 4.8.5, pode ser tomado igual a 1,0 a não ser que fique demonstrado, pela análise da estrutura, ou, se aplicável, pelo uso dos anexos H e J, que podem ser usados valores menores que 1,0. Caso haja ligação rígida entre pilares e vigas, ajustes reduzindo a rigidez de pilares solicitados fora do regime elástico são permitidos.

4.8.2.2.2 Uma análise de segunda ordem que inclua as imperfeições iniciais da estrutura, conforme 4.8.3, pode ser usada em lugar das exigências apresentadas em 4.8.5.

4.8.2.2.3 O sistema de contraventamento vertical deve ser determinado por análise estrutural e ser adequado para evitar a flambagem e manter a estabilidade da estrutura, resistindo inclusive aos efeitos desestabilizantes de cargas de gravidade em pilares e outros componentes estruturais verticais sem capacidade de suportar forças laterais, para as combinações de ações de cálculo estipuladas em 4.7.

4.8.2.2.4 Permite-se considerar que as paredes estruturais internas e externas, bem como lajes de piso e de cobertura, façam parte do sistema de contraventamento vertical, desde que adequadamente dimensionadas e ligadas à estrutura. Pilares, vigas e diagonais, quando usados como parte do sistema vertical de contraventamento, podem ser considerados como barras de uma treliça vertical em balanço para estudo da flambagem e da estabilidade lateral da estrutura.

A deformação axial de todas as barras do sistema de contraventamento vertical deve ser incluída no estudo da estabilidade lateral.

4.8.2.3 Estruturas não contraventadas

4.8.2.3.1 Em estruturas onde a estabilidade lateral depende da rigidez à flexão de vigas e pilares rigidamente ligados entre si, aqui classificadas como estruturas não contraventadas, o coeficiente de flambagem K de barras comprimidas deve ser determinado por análise estrutural ou, se aplicável, conforme o anexo J. Os efeitos desestabilizantes de cargas de gravidade em pilares e em outros componentes estruturais verticais sem capacidade de suportar forças horizontais devem ser considerados na análise. Ajustes reduzindo a rigidez de pilares solicitados fora do regime elástico são permitidos.

4.8.2.3.2 Caso a análise da estrutura tenha levado diretamente em conta os efeitos das imperfeições iniciais da estrutura como um todo, conforme 4.8.4.1, 4.8.4.2 e 4.8.4.3, pode-se considerar o coeficiente de flambagem K igual a 1,0.

4.8.2.3.3 Na determinação da resistência devem ser incluídos os efeitos da instabilidade estrutural e da deformação axial dos pilares, para as combinações de ações de cálculo estipuladas em 4.7.

4.8.3 Análise estrutural

4.8.3.1 Tipos de análise e efeitos de segunda ordem

4.8.3.1.1 Os esforços solicitantes de cálculo nas barras e ligações da estrutura, para verificação dos estados limites últimos, devem ser obtidos por meio de análise elástica, conforme 4.8.3.1.2, exceto quando permissões para outros tipos de análise estiverem explicitadas em partes desta Norma.

4.8.3.1.2 A análise elástica de segunda ordem deve ser rigorosa, conforme 4.8.3.1.3, para as combinações de ações apropriadas, indicadas em 4.7. Admite-se ainda o uso de análises elásticas estimada e aproximada de segunda ordem, descritas respectivamente em 4.8.3.3 e 4.8.3.4, dependendo da sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais (ver 4.8.3.2) e desde que sejam atendidas as condições apresentadas. Em qualquer tipo de análise, deve-se levar em consideração os efeitos das imperfeições iniciais da estrutura como um todo, de acordo com 4.8.4.

4.8.3.1.3 Entende-se por análise elástica de segunda ordem rigorosa aquela em que as equações de equilíbrio são estabelecidas na configuração deformada da estrutura. Este tipo de análise geralmente tem um alto grau de complexidade, requerendo uma estratégia de resolução numérica que envolve procedimentos iterativos, e permite contabilizar adequadamente os efeitos globais e locais de segunda ordem, definidos respectivamente em 4.8.3.1.4 e 4.8.3.1.5. Sua validade, no entanto, limita-se em princípio aos casos em que os efeitos de segunda ordem não ultrapassam 40% da análise de primeira ordem. Se isto ocorrer, deve-se aumentar a rigidez da estrutura para reduzir os deslocamentos horizontais, ou efetuar uma análise elastoplástica de segunda ordem, a menos que seja demonstrado que as tensões atuantes, com as combinações de ações de cálculo, conforme 4.7, incluindo-se ainda as tensões residuais, não excedam a resistência ao escoamento do aço em nenhuma seção transversal.

4.8.3.1.4 Submetidas a forças verticais e horizontais, as estruturas deslocam-se horizontalmente. Os efeitos globais de segunda ordem, também chamados efeitos P-Δ, são as respostas

decorrentes dos deslocamentos horizontais relativos das extremidades das barras (rotações das cordas), as quais são obtidas estabelecendo-se o equilíbrio na configuração deformada da estrutura representada pela linha poligonal definida pelas cordas das várias barras.

4.8.3.1.5 Os efeitos locais de segunda ordem, também chamados efeitos P-δ, são as respostas decorrentes dos deslocamentos das configurações deformadas de cada barra da estrutura submetida à força normal, em relação à posição da respectiva corda.

4.8.3.2 Estruturas pouco e muito sensíveis a deslocamentos horizontais

4.8.3.2.1 A estrutura é considerada pouco sensível a deslocamentos horizontais se, em todos os seus andares, o coeficiente B_2, dado pela expressão a seguir, não superar a 1,1:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta_{oh}}{h} \frac{\sum N_{Sd}}{\sum H_{Sd}}}$$

Onde:

$\sum N_{Sd}$ é o somatório das forças normais solicitantes de cálculo em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais (inclusive nos pilares e outros elementos que não pertençam ao sistema resistente às forças horizontais), no andar considerado;

Δ_{oh} é o deslocamento horizontal relativo (entre andares);

ΣH_{Sd} é o somatório de todas as forças horizontais de cálculo que produzem deslocamento horizontal relativo no andar considerado;

h é a altura do andar (distância entre eixos de vigas).

4.8.3.2.2 A estrutura é considerada muito sensível a deslocamentos horizontais se, em pelo menos um de seus andares, o coeficiente B_2 for maior que 1,1.

4.8.3.3 Análise estimada de segunda ordem

4.8.3.3.1 A análise elástica rigorosa de segunda ordem, dependendo da sensibilidade da estrutura a deslocamentos horizontais, pode ser substituída por uma análise estimada, levando-se em consideração os efeitos das imperfeições iniciais de acordo com 4.8.4, com as seguintes regras:

- nas estruturas pouco sensíveis a deslocamentos horizontais os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados e os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados de forma simplificada conforme 4.8.3.3.2;

- nas estruturas muito sensíveis a deslocamentos horizontais com o maior coeficiente B_2, tomando todos os andares, não superior a 1,3, os efeitos globais e locais de segunda ordem podem ser considerados de forma simplificada conforme 4.8.3.3.3.

4.8.3.3.2 Nas estruturas pouco sensíveis a deslocamentos horizontais, o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Sd}, incluindo os efeitos locais de segunda ordem, pode ser determinado por:

$$M_{Sd} = B_0 \, M_{Sd,1}$$

Onde:

B_0 é um coeficiente dado por:

$B_0 = \dfrac{C_m}{1 - \dfrac{N_{Sd}}{N_e}} \geq 1$, se a força normal solicitante de cálculo na barra, N_{Sd}, for de compressão;

$B_0 = 1$, se a força normal solicitante de cálculo na barra, N_{Sd}, for de tração.

N_e é a força normal de flambagem elástica da barra no plano considerado, calculada com base no seu comprimento de flambagem, conforme 4.8.2;

C_m é um coeficiente de equivalência de momentos, dado por:

- se não houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão:

$$C_m = 0{,}60 - 0{,}40 \frac{M_1}{M_2}$$

sendo M_1/M_2 a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores solicitantes de cálculo no plano de flexão, nas extremidades apoiadas da barra, tomada como positiva quando os momentos provocarem curvatura reversa e negativa quando provocarem curvatura simples;

- se houver forças transversais entre as extremidades da barra no plano de flexão, o valor de C_m deve ser determinado por análise racional ou ser tomado igual a 0,85 no caso de barras com ambas as extremidades engastadas e a 1,0 nos demais casos.

$M_{Sd,1}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na barra, obtido por análise estrutural elástica de primeira ordem.

Os demais esforços solicitantes a serem usados na verificação dos estados limites últimos podem ser aqueles obtidos diretamente por análise elástica de primeira ordem.

4.8.3.3.3 Nas estruturas muito sensíveis a deslocamentos horizontais com o maior coeficiente B_2 não superior a 1,3, uma solução simplificada para a avaliação dos efeitos globais de segunda ordem consiste na determinação dos esforços solicitantes com base em análise elástica de primeira ordem, multiplicando-se as ações que provocam deslocamentos horizontais da combinação considerada por 0,95 vezes o maior B_2. Os valores obtidos para as forças normais e cortantes devem ser usados na verificação dos estados limites últimos, mas adicionalmente, o momento fletor solicitante de cálculo a ser usado deve incluir também os efeitos locais de segunda ordem, sendo dado por:

$$M_{Sd} = B_0 M_{Sd,2}$$

Onde:

B_0 deve ser determinado como em 4.8.3.3.2;

$M_{Sd,2}$ é o momento fletor solicitante de cálculo obtido da análise supracitada.

4.8.3.3.4 Nas estruturas muito sensíveis a deslocamentos horizontais com o maior coeficiente B_2 superior a 1,3, considerando-se todos os andares, a única opção permitida em lugar da análise elástica rigorosa de segunda ordem é o uso da análise aproximada descrita em 4.8.3.4.

4.8.3.4 Análise aproximada de segunda ordem

4.8.3.4.1 No anexo V são apresentados procedimentos para análise elástica aproximada de segunda ordem, que podem ser usados para qualquer valor do maior coeficiente B_2, considerando-se todos os andares da estrutura, inclusive quando este supera 1,3, e que geralmente fornecem resultados mais precisos que os obtidos pela análise estimada descrita em 4.8.3.3.

4.8.3.4.2 Outros procedimentos para análise elástica aproximada de segunda ordem podem ser usados, desde que conduzam a resultados com precisão equivalente a um dos procedimentos do anexo V.

4.8.4 Consideração das imperfeições iniciais da estrutura como um todo

4.8.4.1 O efeito das imperfeições iniciais da estrutura como um todo pode ser levado em conta diretamente na análise por meio da consideração de uma imperfeição geométrica equivalente na forma de um deslocamento inicial entre andares de $h/200$, sendo h a altura do andar (distância entre eixos de vigas), acumulado ao longo da altura da edificação. Admite-se também considerá-lo por meio do procedimento simplificado das forças nocionais dado em 4.8.4.2.

4.8.4.2 O efeito das imperfeições iniciais da estrutura pode ser levado em conta por meio da aplicação, em cada andar da estrutura, de uma força horizontal fictícia, denominada força nocional, tomada igual a 0,5% do somatório das forças normais solicitantes de cálculo em todos os pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais, no andar considerado. Esta força nocional deverá ser considerada atuando em todas as combinações de ações de cálculo utilizadas no cálculo da estrutura. No entanto, para evitar uma condição excessivamente conservadora, permite-se não considerá-la nas combinações em que atuam forças devidas ao vento, ou seja, pode-se considerá-la somente nas combinações de ações de cálculo em que atuam apenas ações permanentes diretas e as decorrentes do uso e ocupação da edificação (ver 4.7.2.1). Não é necessário considerá-las no cálculo das reações horizontais de apoio.

4.8.4.3 O efeito das imperfeições iniciais deve ser aplicado em todas as direções horizontais relevantes, mas em apenas uma de cada vez (considerando-se os dois sentidos). Os possíveis efeitos de torção devem ser também considerados.

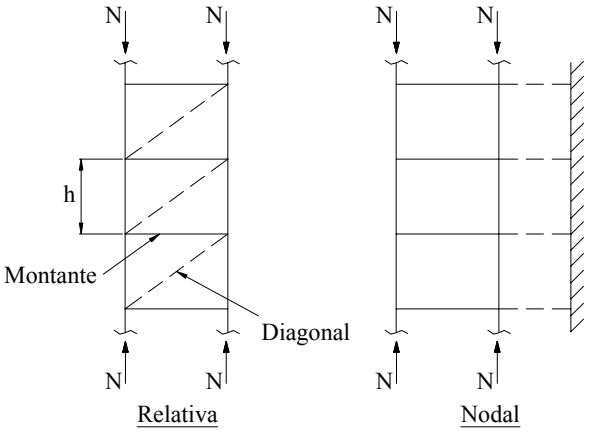
4.8.4.4 Permite-se a análise da estrutura sem considerar diretamente o efeito das imperfeições iniciais, caso sejam atendidos os requisitos de 4.8.2.2.1 para estruturas contraventadas e de 4.8.2.3.1 para estruturas não contraventadas.

4.8.5 Resistência e rigidez das contenções

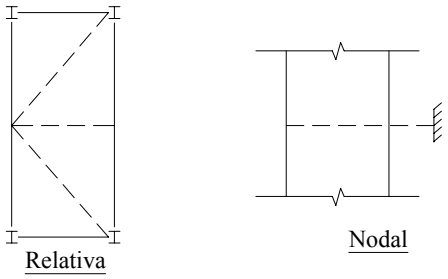
4.8.5.1 Generalidades

4.8.5.1.1 As exigências a seguir relacionam-se às resistências e rigidezes mínimas que as contenções laterais devem ter para que sejam efetivas, de modo que, por exemplo, as barras comprimidas possam ser calculadas considerando o comprimento de flambagem igual à distância entre os pontos nos quais estas contenções estejam presentes. Deve-se procurar colocar as contenções perpendiculares à barra; a resistência (força ou momento) e a rigidez (força por unidade de deslocamento ou momento por unidade de rotação) de contenções inclinadas ou diagonais devem ser ajustadas para o ângulo de inclinação. A avaliação da rigidez fornecida pelas contenções deve incluir suas dimensões e propriedades geométricas, bem como os efeitos das ligações e os detalhes de ancoragem.

4.8.5.1.2 São considerados dois tipos de contenção, relativa e nodal. A contenção relativa controla o movimento de um ponto contido em relação aos pontos contidos adjacentes, ao passo que a contenção nodal controla especificamente o movimento do ponto contido, sem interação com os pontos contidos adjacentes (a figura 1 ilustra os dois tipos de contenção em barras comprimidas e fletidas). A resistência e a rigidez fornecidas pela análise de estabilidade da contenção não deve ser menor que os limites exigidos.



a) Contenção em barras comprimidas



b) Contenção em barras fletidas

Figura 1 - Tipos de contenção

4.8.5.2 Andares com diagonais ou painéis de contraventamento

Em estruturas nas quais a estabilidade lateral é garantida por diagonais de contraventamento, paredes de cisalhamento ou outros meios equivalentes, as resistências à força cortante e as

rigidezes necessárias desses sistemas de estabilidade, em cada andar, são dadas, respectivamente, por:

$$P_{br} = 0{,}004 \Sigma N_{Sd}$$

$$\beta_{br} = \frac{2 \gamma_r \Sigma N_{Sd}}{h}$$

Onde:

γ_r é o coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

ΣN_{Sd} é o somatório das forças normais solicitantes de cálculo nos pilares e outros elementos resistentes a forças verticais do andar considerado;

h é a altura do andar, tomada entre eixos de vigas.

Estas exigências de estabilidade devem ser combinadas com aquelas relacionadas a forças e movimentos laterais de outras fontes, como vento.

4.8.5.3 Pilares

4.8.5.3.1 Um pilar isolado pode ser contido em pontos intermediários ao longo de seu comprimento por contenções relativas ou nodais.

4.8.5.3.2 A resistência e a rigidez necessárias das contenções relativas são dadas, respectivamente, por:

$$P_{br} = 0{,}004 N_{Sd}$$

$$\beta_{br} = \frac{2 \gamma_r N_{Sd}}{L_b}$$

Onde:

γ_r é o coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo no pilar;

L_b é a distância entre contenções, observando-se o disposto em 4.8.5.3.4.

4.8.5.3.3 A resistência e a rigidez necessárias das contenções nodais, quando as mesmas forem igualmente espaçadas, são dadas, respectivamente, por:

$$P_{br} = 0{,}01 N_{Sd}$$

$$\beta_{br} = \frac{8 \gamma_r N_{Sd}}{L_b}$$

onde N_{Sd}, γ_r e L_b são definidos em 4.8.5.3.2.

4.8.5.3.4 Quando a distância entre os pontos de contenção é menor que L_q, onde L_q é o comprimento máximo destravado que permite que o pilar resista à força normal solicitante de cálculo com o coeficiente de flambagem K igual a 1,00, pode-se tomar L_b igual a L_q.

4.8.5.4 Vigas

4.8.5.4.1 As contenções de uma viga devem impedir o deslocamento relativo das mesas superior e inferior. A estabilidade lateral de vigas deve ser proporcionada por contenção que impeça o deslocamento lateral (contenção de translação), a torção (contenção de torção) ou uma combinação entre os dois movimentos. Em barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, o ponto de inflexão não pode ser considerado por si só como uma contenção.

4.8.5.4.2 As contenções de translação podem ser relativas ou nodais, devendo ser fixadas próximas da mesa comprimida. Adicionalmente, nas vigas em balanço, uma contenção na extremidade sem apoio deve ser fixada próxima da mesa tracionada. As contenções de translação devem ser fixadas próximas a ambas as mesas quando situadas nas vizinhanças do ponto de inflexão nas vigas sujeitas a curvatura reversa.

4.8.5.4.3 A resistência e a rigidez necessárias das contenções de translação relativas são dadas, respectivamente, por:

$$P_{br} = 0{,}008 \frac{M_{Sd}\, C_d}{h_o}$$

$$\beta_{br} = \frac{4 \gamma_r\, M_{Sd}\, C_d}{L_b\, h_o}$$

Onde:

γ_r é o coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

h_o é a distância entre os centróides das mesas;

C_d é um coeficiente igual a 1,00, exceto para a contenção situada nas vizinhanças do ponto de inflexão, em barras sujeitas à flexão com curvatura reversa, quando deve ser tomado igual a 2,00;

L_b é a distância entre contenções (comprimento destravado), observando-se o disposto em 4.8.5.4.5.

4.8.5.4.4 A resistência e a rigidez necessárias das contenções de translação nodais são dadas, respectivamente, por:

$$P_{br} = 0{,}02 \frac{M_{Sd}\, C_d}{h_o}$$

$$\beta_{br} = \frac{10\,\gamma_r\,M_{Sd}\,C_d}{L_b\,h_o}$$

onde M_{Sd}, C_d, h_o, γ_r e L_b são definidos em 4.8.5.4.3.

4.8.5.4.5 Quando a distância entre os pontos de contenção é menor que L_q, onde L_q é o comprimento máximo destravado que permite que a viga resista ao momento fletor solicitante de cálculo, pode-se tomar L_b igual a L_q.

4.8.5.4.6 As contenções de torção podem ser nodais ou contínuas ao longo do comprimento da viga. Tais contenções podem ser fixadas em qualquer posição da seção transversal, não precisando ficar próximas da mesa comprimida.

4.8.5.4.7 As contenções de torção nodais devem ter uma ligação com a viga capaz de suportar o momento fletor, M_{br}, e uma rigidez mínima de pórtico ou de diafragma, β_{Tb}, cujos valores, respectivamente, são:

$$M_{br} = \frac{0{,}024\,M_{Sd}\,L}{n\,C_b\,L_b}$$

$$\beta_{Tb} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)}$$

Onde:

M_{Sd} e L_b são definidos em 4.8.5.4.3;

L é o vão da viga;

n é o número de pontos de contenções nodais no interior do vão;

C_b é um fator de modificação definido em 5.4.2.5 e 5.4.2.6;

β_T é a rigidez da contenção excluindo a distorção da alma da viga, dada por:

$$\beta_T = \frac{2{,}4\,\gamma_r\,L\,M_{Sd}^2}{n\,E\,I_y\,C_b^2}$$

β_{sec} é a rigidez à distorção da alma da viga, incluindo o efeito dos enrijecedores transversais da alma, se existirem, dada por:

$$\beta_{sec} = \frac{3{,}3\,E}{h_o}\left(\frac{1{,}5\,h_o\,t_w^3}{12} + \frac{t_s\,b_s^3}{12}\right)$$

γ_r é o coeficiente de ponderação da rigidez, igual a 1,35;

E é o módulo de elasticidade do aço;

I_y é o momento de inércia da viga em relação ao eixo situado no plano de flexão;

h_o é a distância entre os centróides das mesas;

t_w é a espessura da alma da viga;

t_s é a espessura do enrijecedor;

b_s é a largura do enrijecedor situado de um lado (usar duas vezes a largura do enrijecedor para pares de enrijecedores).

Se β_{sec} for menor que β_T, β_{Tb} será negativo, indicando que a contenção de torção da viga não é efetiva devido a uma inadequada rigidez à distorção da alma da viga.

Quando o enrijecedor for necessário, o mesmo deve ser estendido até a altura total da barra contida e deve ser fixado à mesa se a contenção de torção também estiver fixada à mesa. Alternativamente, é permitido interromper o enrijecedor a uma distância igual a $4\,t_w$ de qualquer mesa da viga que não esteja diretamente fixada à contenção de torção. Quando o espaçamento dos pontos de contenção é menor que L_q, então L_b pode ser tomado igual a L_q.

4.8.5.4.8 Para as contenções de torção contínuas devem ser usadas as mesmas expressões dadas em 4.8.5.4.7, tomando-se L/n igual a 1,00, o momento e a rigidez por unidade de comprimento, e a rigidez à distorção da alma da viga, β_{sec}, como:

$$\beta_{sec} = \frac{3{,}3\,E\,t_w^3}{12\,h_o}$$

4.9 Integridade estrutural

4.9.1 O projeto estrutural, além de prever uma estrutura capaz de atender aos estados limites últimos e de utilização pelo período de vida útil pretendido para a edificação, deve permitir que a fabricação, o transporte, o manuseio e a montagem da estrutura sejam executados de maneira adequada e em boas condições de segurança. Deve ainda levar em conta a necessidade de manutenção futura, demolição, reciclagem e reutilização de materiais.

4.9.2 A anatomia básica da estrutura pela qual as ações são transmitidas às fundações deve estar claramente definida. Quaisquer características da estrutura com influência na sua estabilidade global devem ser identificadas e devidamente consideradas no projeto. Cada parte de um edifício entre juntas de dilatação deve ser tratada como um edifício isolado.

4.9.3 A estrutura deve ser projetada como uma entidade tridimensional, deve ser robusta e estável sob condições normais de carregamento e não deve, na eventualidade de ocorrer um acidente ou de ser utilizada inadequadamente, sofrer danos desproporcionais às suas causas. Na ausência de estudos específicos mais sofisticados, devem ser seguidas as prescrições dadas de 4.9.4 a 4.9.8.

4.9.4 Cada pilar de um edifício deve ser efetivamente travado por meio de escoras (contenções) horizontais em pelo menos duas direções, de preferência ortogonais, em cada nível suportado por este pilar, inclusive coberturas, conforme a figura 2.

4.9.5 Linhas contínuas de escoras devem ser colocadas o mais próximo possível das bordas do piso ou cobertura e em cada linha de pilar, e nos cantos reentrantes as escoras devem ser adequadamente ligadas à estrutura, de acordo com a figura 2.

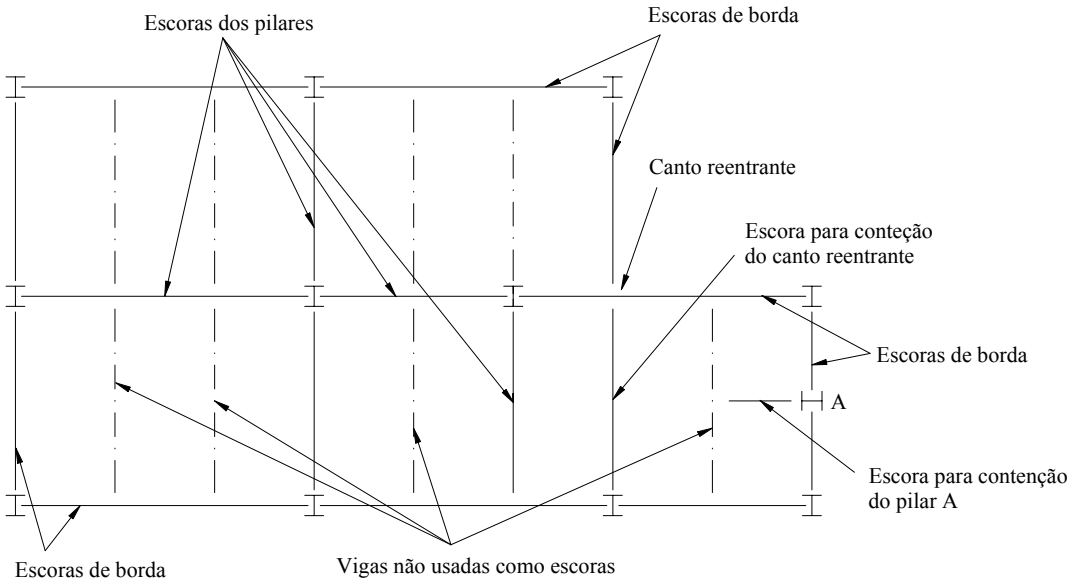


Figura 2 - Exemplo de escoramento dos pilares de um edifício

4.9.6 As escoras horizontais podem ser constituídas de perfis de aço, inclusive aquelas utilizadas para outros fins, como vigas de piso e tesouras de cobertura, ou pelas armaduras das lajes adequadamente ligadas à estrutura de aço.

4.9.7 As escoras horizontais e suas respectivas ligações devem ser compatíveis com os demais elementos da estrutura da qual fazem parte e ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar uma força de tração de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo menos 2% da força solicitante de cálculo no pilar ou 75 kN, a que for maior. No caso de coberturas sem lajes de concreto, as escoras dos pilares de extremidade e suas respectivas ligações devem ser dimensionadas para as ações de cálculo e também para suportar uma força de compressão de cálculo, que não deve ser adicionada a outras ações, de pelo menos 75 kN. Além disso, as escoras devem atender as prescrições aplicáveis dadas em 4.8.5.

4.9.8 Nos edifícios de andares múltiplos, as emendas de pilares devem ser capazes de suportar uma força de tração correspondente à maior reação de cálculo, obtida da combinação entre carga permanente e sobrecarga, aplicada no pilar por um pavimento situado entre a emenda em consideração e a emenda posicionada imediatamente abaixo.

5 Condições específicas para o dimensionamento de elementos de aço

5.1 Relações largura/espessura em elementos comprimidos dos perfis de aço

5.1.1 Classificação das seções transversais

5.1.1.1 Dependendo do valor da esbeltez dos componentes comprimidos em relação a λ_p e λ_r (ver 5.1.1.2), respectivamente parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação e parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, as seções transversais são classificadas em:

- Compactas: seções cujos elementos comprimidos possuem esbeltez não superior ao parâmetro λ_p e cujas mesas são ligadas continuamente à alma ou às almas (ver 5.1.1.3);

- Semicompactas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos excedendo o parâmetro λ_p, mas não o parâmetro λ_r (ver 5.1.1.4);

- Esbeltas: seções que possuem um ou mais elementos comprimidos excedendo o parâmetro λ_r (ver 5.1.1.5).

5.1.1.2 A esbeltez dos elementos comprimidos é definida em 5.1.2 e os parâmetros de esbeltez λ_p e λ_r são fornecidos para os diversos tipos de solicitação ao longo desta Norma.

5.1.1.3 As seções compactas são capazes de alcançar uma distribuição de tensões "totalmente plástica" e apresentam uma grande rotação antes da ocorrência de flambagem local. Estas seções são adequadas para análise plástica, devendo no entanto, para esse tipo de análise, ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando submetidas à flexão, e ser duplamente simétrica quando submetidas à força normal de compressão.

5.1.1.4 Nas seções semicompactas, os elementos comprimidos atingem a resistência ao escoamento antes que a flambagem local ocorra, mas não resistem à flambagem local inelástica na intensidade de tensão necessária para se alcançar uma distribuição "totalmente plástica" de tensões.

5.1.1.5 Nas seções esbeltas, elementos comprimidos flambam antes que a resistência ao escoamento seja alcançada.

5.1.2 Tipos e esbeltez de elementos componentes

5.1.2.1 Para efeito de flambagem local, os elementos componentes das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, são classificados em AA, quando possuem duas bordas longitudinais vinculadas, e AL, quando possuem apenas uma borda longitudinal vinculada.

5.1.2.2 A esbeltez dos elementos componentes da seção transversal é definida pela relação entre largura e espessura (relação b / t).

5.1.2.3 A largura (b) de alguns dos elementos AA mais comuns deve ser tomada como a seguir:

a) para almas de seções I, H ou U laminadas, a distância livre entre mesas menos os dois raios de concordância entre mesa e alma;

b) para almas de seções I, H, U ou caixão soldadas, a distância livre entre mesas;

c) para mesas de seções caixão soldadas, a distância livre entre as faces internas das almas;

d) para almas e mesas de seções tubulares retangulares, o comprimento da parte plana do elemento;

e) para chapas, a distância entre as linhas paralelas de parafusos ou solda.

5.1.2.4 A largura de alguns dos elementos AL mais comuns deve ser tomada como a seguir:

a) para mesas de seções I, H e T, a metade da largura total da mesa;

b) para abas de cantoneiras e mesas de seções U, a largura total do elemento;

c) para chapas, a distância da borda livre à primeira linha de parafusos ou de solda;

d) para almas de seções T, a altura total da seção transversal, incluindo a altura da alma e a espessura da mesa.

5.2 Barras prismáticas submetidas à força normal de tração

5.2.1 Generalidades

5.2.1.1 A presente subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força normal de tração provocada por ações estáticas, incluindo barras ligadas por pinos e olhais e barras redondas com extremidades rosqueadas.

5.2.1.2 No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

$$N_{t,Sd} \leq N_{t,Rd}$$

Onde:

$N_{t,Sd}$ é a força normal de tração solicitante de cálculo, determinada a partir das combinações de ações dadas em 4.7.2;

$N_{t,Rd}$ é a força normal de tração resistente de cálculo, determinada conforme 5.2.2, 5.2.6 ou 5.2.7, o que for aplicável.

Deve ainda ser cumprida a condição estabelecida em 5.2.8, relacionada ao valor máximo do índice de esbeltez e, caso se trate de uma barra composta, devem ser atendidas as regras dadas em 5.2.9.

5.2.2 Força normal resistente de cálculo

A força normal de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, a ser usada no dimensionamento, exceto para barras redondas com extremidades rosqueadas e barras ligadas por pinos, é o menor dos valores obtidos, considerando-se os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, de acordo com as expressões indicadas a seguir:

a) para escoamento da seção bruta

$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma}$$

b) para ruptura da seção líquida

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

Onde:

γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10 para escoamento da seção bruta e a 1,35 para ruptura da seção líquida;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra, determinada conforme 5.2.3;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço.

5.2.3 Área líquida efetiva

A área líquida efetiva de uma barra, A_e, é dada por:

$$A_e = C_t A_n$$

Onde:

A_n é a área líquida da barra, determinada conforme 5.2.4;

C_t é um coeficiente de redução da área líquida, determinado conforme 5.2.5.

5.2.4 Área Líquida

5.2.4.1 Em regiões com furos, feitos para ligação ou para qualquer outra finalidade, a área líquida, A_n, de uma barra é a soma dos produtos da espessura pela largura líquida de cada elemento, calculada como segue:

a) em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão nominal desses furos, definida em 6.3.5, perpendicular à direção da força aplicada;

b) no caso de uma série de furos distribuídos transversalmente ao eixo da barra, em diagonal a esse eixo ou em ziguezague, a largura líquida dessa parte da barra deve ser calculada deduzindo-se da largura bruta a soma das larguras de todos os furos em cadeia, e somando-se para cada linha ligando dois furos, a quantidade $s^2/4g$, sendo s e g, respectivamente, os espaçamentos longitudinal e transversal (gabarito) entre estes dois furos;

c) a largura líquida crítica daquela parte da barra será obtida pela cadeia de furos que produza a menor das larguras líquidas, para as diferentes possibilidades de linhas de ruptura;

d) para cantoneiras, o gabarito g dos furos em abas opostas deve ser considerado igual à soma dos gabaritos, medidos a partir da aresta da cantoneira, subtraída de sua espessura;

e) na determinação da área líquida de seção que compreenda soldas de tampão ou soldas de filete em furos, a área do metal da solda deve ser desprezada.

5.2.4.2 Em regiões em que não existam furos, a área líquida, A_n, deve ser tomada igual à área bruta da seção transversal, A_g.

5.2.5 Coeficiente de redução

5.2.5.1 O coeficiente de redução da área líquida, C_t, nas barras com seções transversais constituídas por mais de um elemento retangular, incluindo as seções tubulares retangulares, tem os seguintes valores:

a) quando a força de tração for transmitida diretamente para cada um dos elementos da seção transversal da barra, por soldas ou parafusos:

$$C_t = 1{,}00$$

b) quando a força de tração for transmitida somente por parafusos ou somente por soldas longitudinais ou ainda por uma combinação de soldas longitudinais e transversais para alguns, mas não todos, os elementos da seção transversal da barra (devendo, no entanto, ser usado 0,90 como limite superior e 0,75 como limite inferior):

$$C_t = 1 - \frac{e_c}{\ell_c}$$

Onde (figura 3):

e_c é a excentricidade da ligação, igual à distância do centro de gravidade da barra, G, ao plano de cisalhamento da ligação (em perfis com um plano de simetria, a ligação deve ser simétrica em relação a este plano e consideram-se duas barras separadas e simétricas, cada uma relacionada a um plano de cisalhamento da ligação, por exemplo, duas seções T no caso de perfis I ou H ligados pelas mesas);

ℓ_c, nas ligações soldadas, é o comprimento da ligação, igual ao comprimento da solda e nas ligações parafusadas é a distância do primeiro ao último parafuso da linha de furação com maior número de parafusos, na direção da força normal;

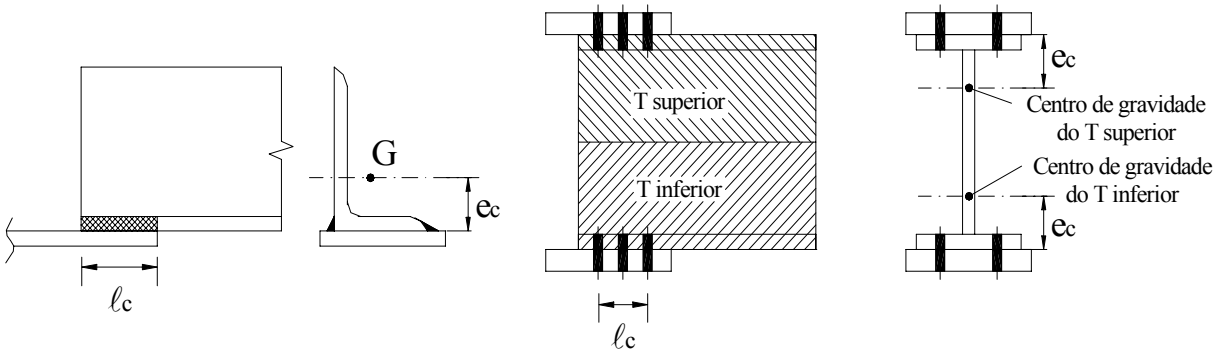


Figura 3 – Ilustração dos valores de e_c e ℓ_c em seções transversais constituídas por elementos planos

c) quando a força de tração for transmitida somente por soldas transversais:

$$C_t = \frac{A_c}{A_g}$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal dos elementos conectados;

A_g á área bruta da seção transversal da barra.

5.2.5.2 O coeficiente de redução da área líquida, C_t, nas chapas planas, quando a força de tração for transmitida somente por soldas longitudinais ao longo de ambas as suas bordas, tem os seguintes valores:

$C_t = 1{,}00$, para $\ell_w \geq 2\,b$

$C_t = 0{,}87$, para $2\,b > \ell_w \geq 1{,}5\,b$

$C_t = 0{,}75$, para $1{,}5\,b > \ell_w \geq b$

Onde:

ℓ_w é o comprimento do cordão de solda;

b é a largura da chapa (distância entre as soldas situadas nas duas bordas).

5.2.5.3 O coeficiente de redução da área líquida, C_t, nas barras com seções transversais tubulares circulares, tem os seguintes valores:

a) quando a força de tração for transmitida de maneira praticamente uniforme por toda a seção transversal, por soldas ou parafusos:

$$C_t = 1{,}00$$

b) quando a força de tração for transmitida para apenas uma parte da seção transversal, como na situação mostrada na figura 4, deve ser usado o procedimento dado na alínea b) de 5.2.5.1.

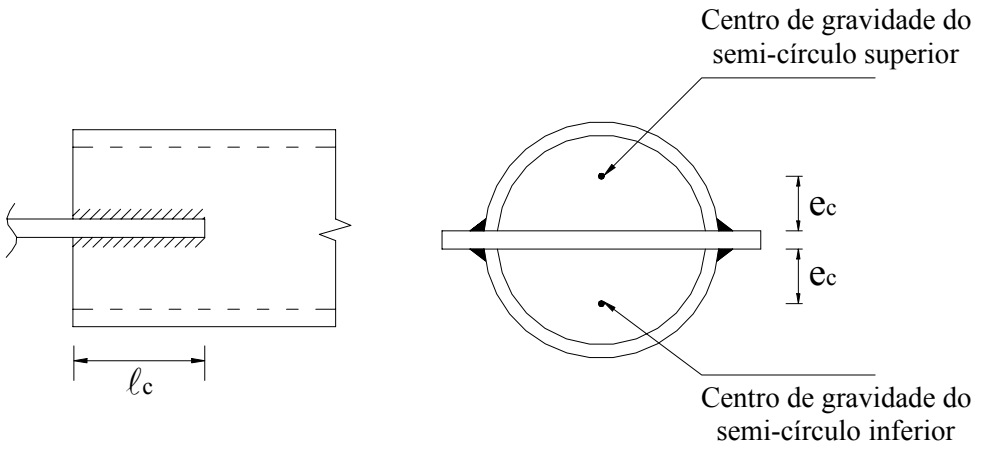


Figura 4 – Ilustração de transmissão de força para parte de seção tubular circular

5.2.6 Barras ligadas por pino e olhais

5.2.6.1 Barras ligadas por pino

5.2.6.1.1 A força normal de tração resistente de cálculo de uma barra ligada por pino, exceto olhais, é o menor valor considerando os seguintes estados limites:

a) escoamento da seção bruta por tração, conforme 5.2.2;

b) resistência à pressão de contato na área projetada do pino, conforme 6.6.1;

c) ruptura da seção líquida por tração

$$N_{t,Rd} = \frac{2\,t\,b_{ef}\,f_u}{\gamma}$$

d) ruptura da seção líquida por cisalhamento

$$N_{t,Rd} = \frac{0{,}60\,A_{sf}\,f_u}{\gamma}$$

$$\text{com } A_{sf} = 2\,t\,(a + d_p / 2)$$

Onde:

γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,35;

t é a espessura da chapa ligada pelo pino;

b_{ef} é uma largura efetiva, igual a $2\,t + 16\,mm$, mas não mais que a distância da borda do furo à borda mais próxima da peça medida na direção perpendicular à força normal atuante;

a é a menor distância da borda do furo à extremidade da barra medida na direção paralela à força normal atuante;

d_p é o diâmetro do pino;

f_u é a resistência à ruptura do aço à tração.

5.2.6.1.2 Devem ser atendidos os seguintes requisitos (figura 5):

- o furo do pino deve estar situado na meia distância entre as bordas da barra na direção perpendicular à força normal atuante;

- quando o pino tem por função também impedir movimentos relativos entre as partes conectadas, seu diâmetro, d_p, pode se no máximo 1,0 mm menor que o do furo, d_h;

- o comprimento da chapa, além da borda do furo, não pode ser menor que $(2\,b_{ef} + d_p)$ e a distância a não pode ser menor que $1{,}33\,b_{ef}$ (b_{ef}, d_p e a definidos em 5.2.6.1.1);

- os cantos da barra, além do furo de passagem do pino, podem ser cortados em ângulos de 45º em relação ao eixo longitudinal, desde que a área líquida da seção entre a borda do furo e a borda cortada, num plano perpendicular ao corte, não seja inferior àquela necessária além da borda do furo, paralelamente ao eixo da peça.

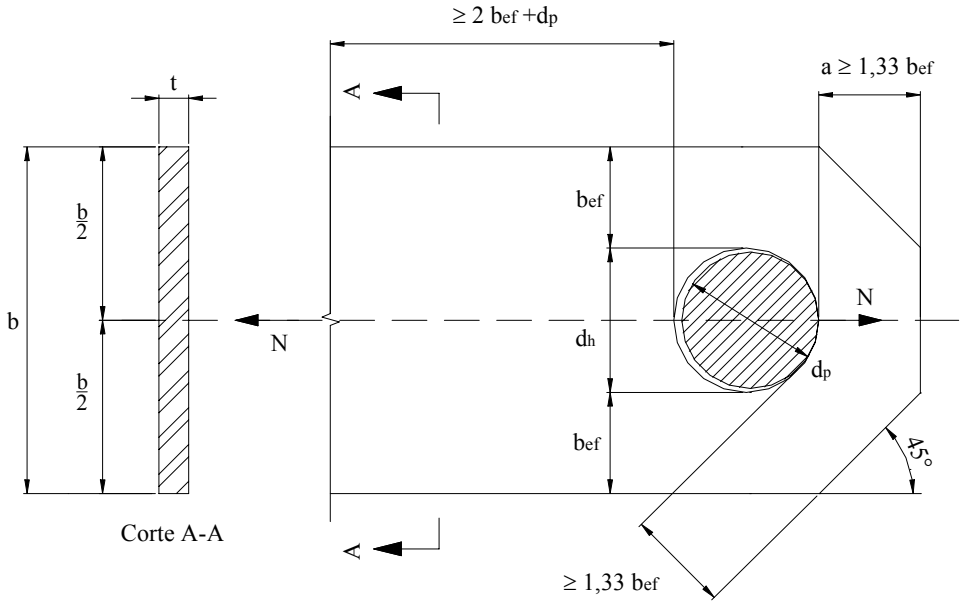


Figura 5 – Chapa ligada por pino

5.2.6.2 Olhais

Os olhais são peças para ligações por pinos (figura 6), que devem obedecer aos seguintes requisitos:

- ter espessura uniforme sem reforço adicional na região de passagem do pino;

- a cabeça deve ter contorno circular, concêntrico com o furo de passagem do pino;

- o raio da concordância entre a cabeça e o corpo do olhal (R) deve ser igual ou superior ao diâmetro externo da cabeça do olhal (D);

- a espessura da chapa do corpo do olhal (t) não pode ser inferior a 13 mm;

- a distância da borda do furo à borda da chapa, na direção perpendicular à força aplicada, deve ser maior que $2/3$ da largura do corpo do olhal;

- o diâmetro do pino não pode ser inferior a $7/8$ da largura do corpo do olhal, e a folga do pino no furo, d_h, não pode ser maior 1,0 mm.

Atendidos estes requisitos, a força normal de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, deve ser determinada conforme 5.2.2, para o estado limite último de escoamento da seção bruta, sendo a área bruta igual ao produto da largura do corpo do olhal, b, pela sua espessura, t (figura 6).

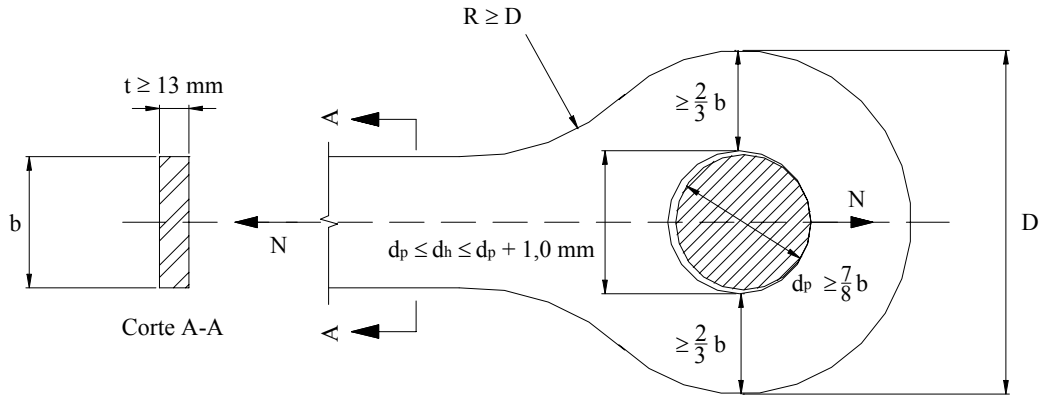


Figura 6 - Olhal

5.2.7 Barras redondas com extremidades rosqueadas

5.2.7.1 A força normal de tração resistente de cálculo, $N_{t,Rd}$, das barras redondas com extremidades rosqueadas, é o menor dos valores considerando os estados limites últimos de escoamento da seção bruta e de ruptura da parte rosqueada. Tais valores devem ser obtidos de acordo com 5.2.2-a) e 6.3.3.2, respectivamente.

5.2.8 Índice de esbeltez limite

O índice de esbeltez das barras tracionadas, KL/r, excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas ou outras barras que tenham sido montadas com pré-tensão, deve ser inferior ou igual a 300.

5.2.9 Barras compostas tracionadas

As barras compostas tracionadas devem obedecer às seguintes regras (figura 7):

a) o espaçamento longitudinal entre parafusos ou soldas intermitentes de filete, ligando uma chapa a um perfil, ou duas chapas em contato, não pode ser maior que:

- $24\,t$, nem maior que 300 mm, para barras sem pintura feitas com aço resistente à corrosão atmosférica ou para barras pintadas;

- $14\,t$, nem maior que 180 mm, para barras sem pintura feitas com aço não resistente à corrosão atmosférica;

b) o espaçamento longitudinal entre parafusos ou soldas intermitentes, ligando dois ou mais perfis em contato, não pode ser maior que 600 mm;

c) perfis ou chapas, separados uns dos outros por uma distância igual à espessura de chapas espaçadoras, devem ser interligados através destas chapas espaçadoras, de modo que o maior índice de esbeltez de qualquer perfil ou chapa, entre estas ligações, não ultrapasse 300;

d) podem ser usadas, nas faces abertas, chapas contínuas com aberturas de acesso ou chapas intermitentes de ligação, sendo que estas últimas:

a. devem ter um comprimento igual ou superior a $2/3$ da distância entre linhas de parafusos ou soldas que as ligam aos componentes principais da barra;

b. devem ter espessura igual ou superior a $1/50$ da distância entre linhas de parafusos ou soldas;

c. devem ser ligadas aos componentes principais por parafusos ou soldas intermitentes com distância longitudinal inferior ou igual a 150 mm;

d. devem ser espaçadas entre si de modo que o maior espaçamento entre chapas de ligação deve ser tal que o maior índice de esbeltez ℓ/r de cada componente principal, neste intervalo, não seja superior a 300.

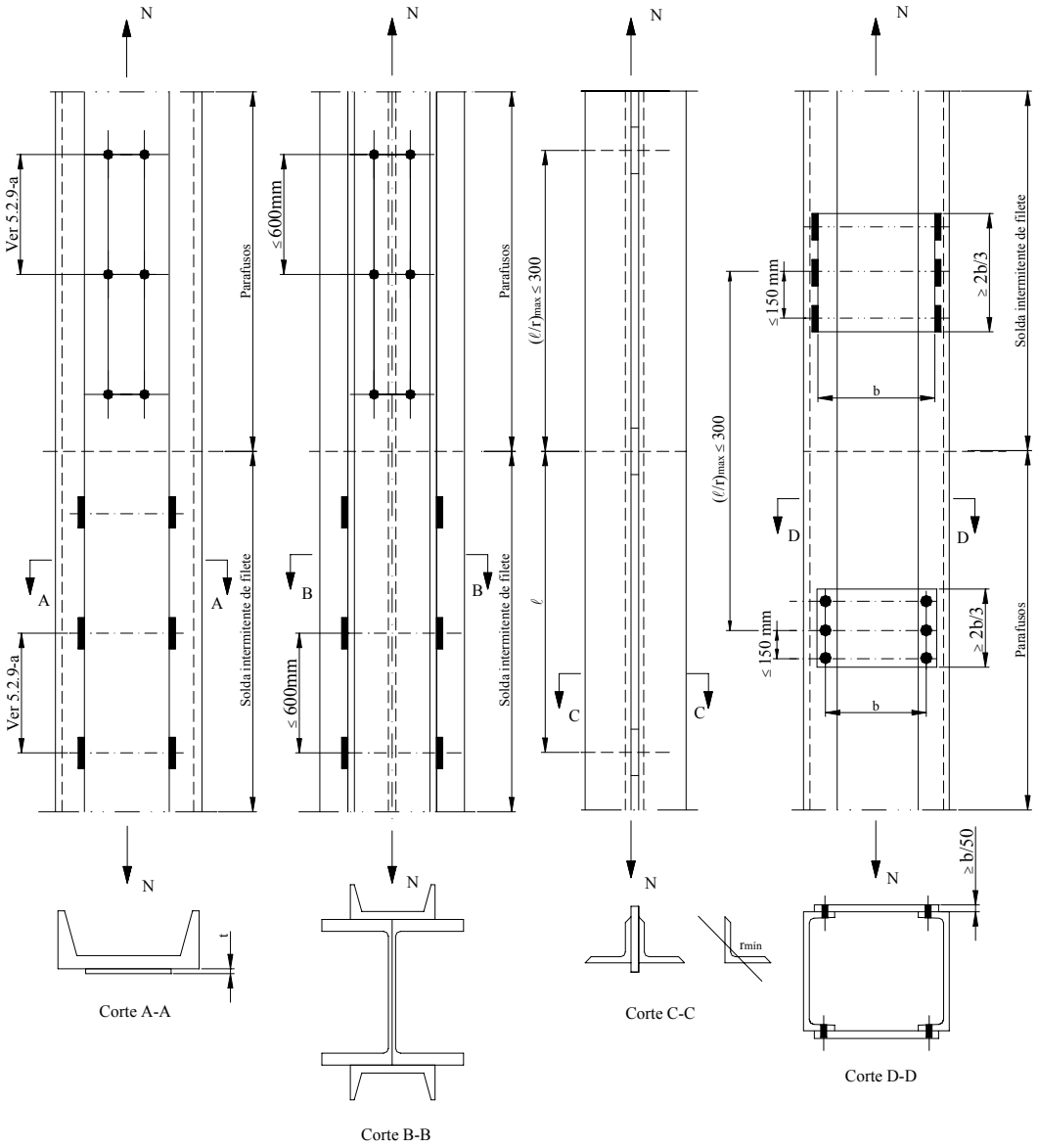


Figura 7 - Barras compostas tracionadas

5.3 Barras prismáticas submetidas à força normal de compressão

5.3.1 Generalidades

5.3.1.1 A presente subseção aplica-se a barras prismáticas submetidas à força normal de compressão provocada por ações estáticas.

5.3.1.2 No dimensionamento, deve ser atendida a condição:

$$N_{c,Sd} \leq N_{c,Rd}$$

Onde:

$N_{c,Sd}$ é a força normal de compressão solicitante de cálculo, determinada a partir das combinações de ações dadas em 4.7.2;

$N_{c,Rd}$ é a força normal de compressão resistente de cálculo, determinada conforme 5.3.2.

Deve ainda ser cumprida a condição estabelecida em 5.3.5, relacionada ao valor máximo do índice de esbeltez e, caso se trate de uma barra composta, devem ser atendidas as regras dadas em 5.3.6.

5.3.2 Força normal resistente de cálculo

A força normal de compressão resistente de cálculo, $N_{c,Rd}$, de uma barra, considerando os estados limites últimos de instabilidade por flexão, por torção ou flexo-torção e de flambagem local, deve ser determinada pela expressão:

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma}$$

Onde:

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, dado em 5.3.3;

Q é o coeficiente de flambagem local, cujo valor deve ser obtido do anexo E;

A_g é a área bruta da seção transversal da barra;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

5.3.3 Fator de redução χ

5.3.3.1 O fator de redução associado à resistência à compressão, χ, depende da curva de dimensionamento a compressão (a, b, c ou d), a qual é função do tipo de seção transversal, do modo de instabilidade e do eixo em relação ao qual a instabilidade ocorre, de acordo com a tabela 3. Seus valores podem ser obtidos na figura 8 ou na tabela 4 ou determinados por:

$$\chi = \frac{1}{\beta + \sqrt{(\beta^2 - \lambda_o^2)}} \leq 1{,}0$$

Com

$$\beta = 0{,}5[1 + \alpha(\lambda_o - 0{,}2) + \lambda_o^2]$$

onde α é um coeficiente relacionado à curva de dimensionamento a compressão e λ_o é o índice de esbeltez reduzido, dados respectivamente em 5.3.3.2 e 5.3.3.3.

5.3.3.2 O coeficiente α, nos casos de instabilidade por flexão, é igual a 0,21, 0,34, 0,49 e 0,76, respectivamente para as curvas de dimensionamento à compressão.

Nos casos de instabilidade por torção ou por flexo-torção, α deve ser tomado sempre igual a 0,34 (ou seja, deve ser usada a curva b).

5.3.3.3 O índice de esbeltez reduzido, λ_o, para barras comprimidas é dado por:

$$\lambda_o = \sqrt{\frac{Q\,N_{p\ell}}{N_e}}$$

Onde:

Q é o coeficiente de flambagem local, obtido do anexo E;

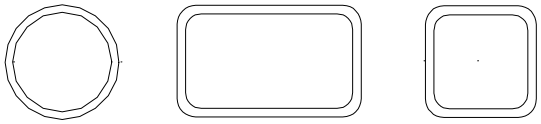
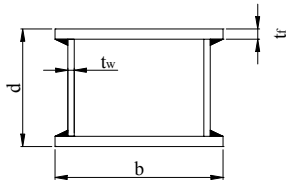
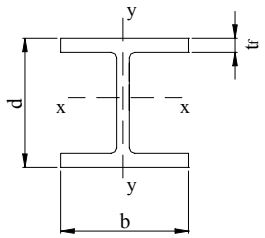
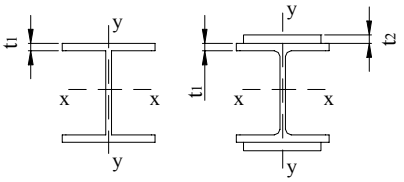
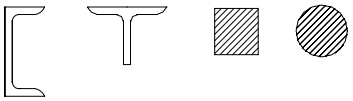
$N_{p\ell}$ é a força normal correspondente ao escoamento da seção transversal, igual ao produto $A_g\,f_y$ (A_g é a área bruta da seção transversal e f_y a resistência ao escoamento do aço);

N_e é a força normal de flambagem elástica, obtida conforme o anexo K, em função do comprimento de flambagem (ver 5.3.4).

5.3.4 Comprimento de flambagem

O coeficiente de flambagem K, que permite a obtenção do comprimento de flambagem da barra, deve ser determinado de acordo com 4.8.

Tabela 3 – Curvas de dimensionamento à compressão para instabilidade por flexão

Seção transversal [3]			Instabilidade em torno do eixo	Curva [1), 4)]
Seções tubulares 	Sem solda longitudinal		Qualquer	a
	Com solda longitudinal			c
Seções caixão soldadas 	Soldas de grande espessura ($a > 0{,}5\,t_f$)	$b / t_f < 30$ $d / t_w < 30$	Qualquer	c
	Outros casos		Qualquer	b
Seções I e H laminadas 	$d / b > 1{,}2$	$t_f \le 40$ mm	x – x y – y	a b
		$40 < t_f \le 100$ mm	x – x y – y	b c
	$d / b \le 1{,}2$	$t_f \le 100$ mm	x – x y – y	b c
		$t_f > 100$ mm	Qualquer	d
Seções I e H soldadas 		$t_i \le 40$ mm (i=1 e 2)	x – x y – y	b [2)] c [2)]
		$t_i > 40$ mm (i=1 ou 2)	x – x y – y	c [2)] d [2)]
Seções U, T e sólidas laminadas 			Qualquer	c
Seções L (cantoneiras) laminadas 			Qualquer	b

NOTAS:

[1)] Nos casos de instabilidade por torção ou por flexo-torção, deve ser usada sempre a curva b.

[2)] Se o perfil soldado for fabricado por deposição de metal de solda com chapas cortadas a maçarico, pode ser usada a curva b para instabilidade em relação a qualquer eixo.

[3)] Seções não incluídas na tabela devem ser classificadas de forma análoga.

[4)] Para barras compostas comprimidas, sujeitas às limitações de 5.3.6, deverá ser adotada a curva c, para instabilidade relativa ao eixo que não intercepta os perfis componentes principais.

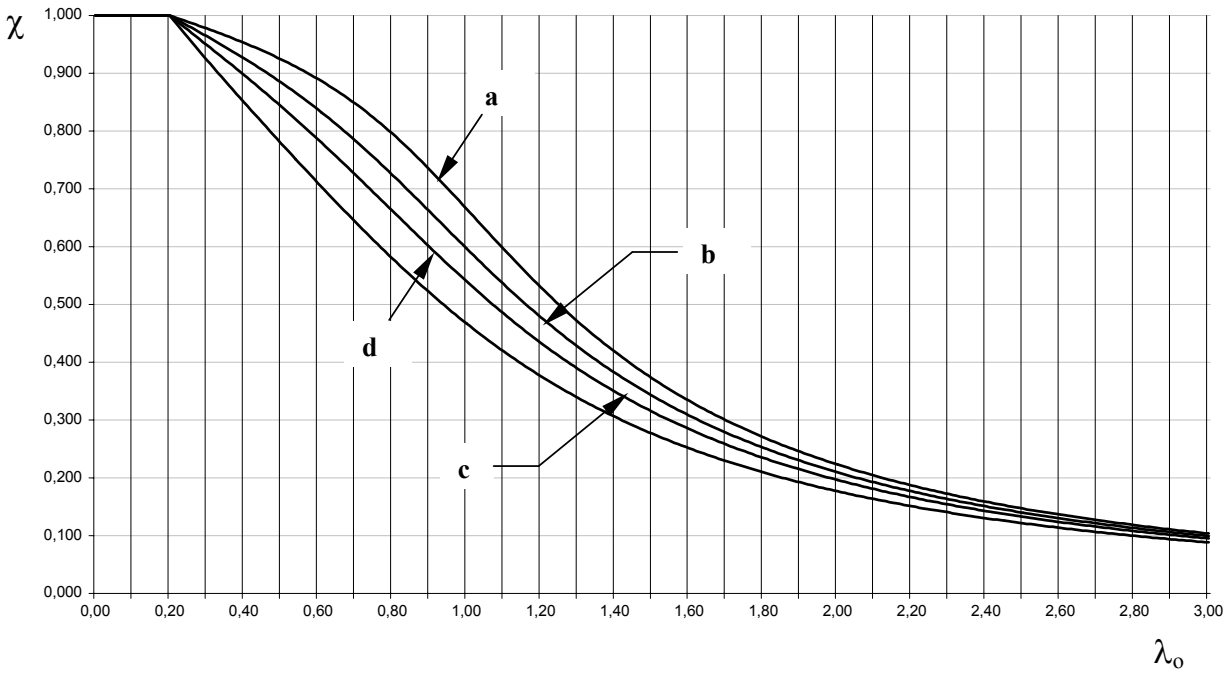


Figura 8 - Curvas de dimensionamento a compressão (ver tabela 3)

Tabela 4a - Valores de χ para curva a (α = 0,21)

λ_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_o
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,0**
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,1**
0,2	1,000	0,998	0,996	0,993	0,991	0,989	0,987	0,984	0,982	0,980	**0,2**
0,3	0,977	0,975	0,973	0,970	0,968	0,966	0,963	0,961	0,958	0,955	**0,3**
0,4	0,953	0,950	0,947	0,945	0,942	0,939	0,936	0,933	0,930	0,927	**0,4**
0,5	0,924	0,921	0,918	0,915	0,911	0,908	0,905	0,901	0,897	0,894	**0,5**
0,6	0,890	0,886	0,882	0,878	0,874	0,870	0,866	0,861	0,857	0,852	**0,6**
0,7	0,848	0,843	0,838	0,833	0,828	0,823	0,818	0,812	0,807	0,801	**0,7**
0,8	0,796	0,790	0,784	0,778	0,772	0,766	0,760	0,753	0,747	0,740	**0,8**
0,9	0,734	0,727	0,721	0,714	0,707	0,700	0,693	0,686	0,680	0,673	**0,9**
1,0	0,666	0,659	0,652	0,645	0,638	0,631	0,624	0,617	0,610	0,603	**1,0**
1,1	0,596	0,589	0,582	0,576	0,569	0,562	0,556	0,549	0,543	0,536	**1,1**
1,2	0,530	0,524	0,518	0,511	0,505	0,499	0,493	0,487	0,482	0,476	**1,2**
1,3	0,470	0,465	0,459	0,454	0,448	0,443	0,438	0,433	0,428	0,423	**1,3**
1,4	0,418	0,413	0,408	0,404	0,399	0,394	0,390	0,385	0,381	0,377	**1,4**
1,5	0,372	0,368	0,364	0,360	0,356	0,352	0,348	0,344	0,341	0,337	**1,5**
1,6	0,333	0,330	0,326	0,323	0,319	0,316	0,312	0,309	0,306	0,303	**1,6**
1,7	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	**1,7**
1,8	0,270	0,268	0,265	0,262	0,260	0,257	0,255	0,252	0,250	0,247	**1,8**
1,9	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231	0,229	0,227	0,225	**1,9**
2,0	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	0,209	0,207	0,205	**2,0**
2,1	0,204	0,202	0,200	0,198	0,197	0,195	0,193	0,192	0,190	0,188	**2,1**
2,2	0,187	0,185	0,184	0,182	0,180	0,179	0,178	0,176	0,175	0,173	**2,2**
2,3	0,172	0,170	0,169	0,168	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	**2,3**
2,4	0,159	0,157	0,156	0,155	0,154	0,152	0,151	0,150	0,149	0,148	**2,4**
2,5	0,147	0,146	0,145	0,143	0,142	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	**2,5**
2,6	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	0,130	0,129	0,129	0,128	**2,6**
2,7	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	0,122	0,121	0,120	0,119	**2,7**
2,8	0,118	0,117	0,117	0,116	0,115	0,114	0,114	0,113	0,112	0,111	**2,8**
2,9	0,111	0,110	0,109	0,108	0,108	0,107	0,106	0,106	0,105	0,104	**2,9**
3,0	0,104	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**3,0**

Tabela 4b - Valores de χ para curva b ($\alpha = 0,34$)

λ_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_o
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,0**
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,1**
0,2	1,000	0,996	0,993	0,989	0,986	0,982	0,979	0,975	0,971	0,968	**0,2**
0,3	0,964	0,960	0,957	0,953	0,949	0,945	0,942	0,938	0,934	0,930	**0,3**
0,4	0,926	0,922	0,918	0,914	0,910	0,906	0,902	0,897	0,893	0,889	**0,4**
0,5	0,884	0,880	0,875	0,871	0,866	0,861	0,857	0,852	0,847	0,842	**0,5**
0,6	0,837	0,832	0,827	0,822	0,816	0,811	0,806	0,800	0,795	0,789	**0,6**
0,7	0,784	0,778	0,772	0,766	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731	**0,7**
0,8	0,724	0,718	0,712	0,706	0,699	0,693	0,687	0,680	0,674	0,668	**0,8**
0,9	0,661	0,655	0,648	0,642	0,635	0,629	0,623	0,616	0,610	0,603	**0,9**
1,0	0,597	0,591	0,584	0,578	0,572	0,566	0,559	0,553	0,547	0,541	**1,0**
1,1	0,535	0,529	0,523	0,518	0,512	0,506	0,500	0,495	0,489	0,484	**1,1**
1,2	0,478	0,473	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,437	0,432	**1,2**
1,3	0,427	0,422	0,417	0,413	0,408	0,404	0,399	0,395	0,390	0,386	**1,3**
1,4	0,382	0,378	0,373	0,369	0,365	0,361	0,357	0,354	0,350	0,346	**1,4**
1,5	0,342	0,339	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318	0,314	0,311	**1,5**
1,6	0,308	0,305	0,302	0,299	0,295	0,292	0,289	0,287	0,284	0,281	**1,6**
1,7	0,278	0,275	0,273	0,270	0,267	0,265	0,262	0,259	0,257	0,255	**1,7**
1,8	0,252	0,250	0,247	0,245	0,243	0,240	0,238	0,236	0,234	0,231	**1,8**
1,9	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	**1,9**
2,0	0,209	0,208	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194	**2,0**
2,1	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,182	0,181	0,179	0,178	**2,1**
2,2	0,176	0,175	0,174	0,172	0,171	0,169	0,168	0,167	0,165	0,164	**2,2**
2,3	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,155	0,154	0,153	0,152	**2,3**
2,4	0,151	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	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	0,125	0,124	0,123	0,122	**2,6**
2,7	0,121	0,120	0,119	0,119	0,118	0,117	0,116	0,115	0,115	0,114	**2,7**
2,8	0,113	0,112	0,112	0,111	0,110	0,109	0,109	0,108	0,107	0,107	**2,8**
2,9	0,106	0,105	0,105	0,104	0,103	0,103	0,102	0,101	0,101	0,100	**2,9**
3,0	0,099	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**3,0**

Tabela 4c - Valores de χ para curva c ($\alpha = 0,49$)

λ_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_o
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,0**
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,1**
0,2	1,000	0,995	0,990	0,985	0,980	0,975	0,969	0,964	0,959	0,954	**0,2**
0,3	0,949	0,944	0,939	0,934	0,929	0,923	0,918	0,913	0,908	0,903	**0,3**
0,4	0,897	0,892	0,887	0,881	0,876	0,871	0,865	0,860	0,854	0,849	**0,4**
0,5	0,843	0,837	0,832	0,826	0,820	0,815	0,809	0,803	0,797	0,791	**0,5**
0,6	0,785	0,779	0,773	0,767	0,761	0,755	0,749	0,743	0,737	0,731	**0,6**
0,7	0,725	0,718	0,712	0,706	0,700	0,694	0,687	0,681	0,675	0,668	**0,7**
0,8	0,662	0,656	0,650	0,643	0,637	0,631	0,625	0,618	0,612	0,606	**0,8**
0,9	0,600	0,594	0,588	0,582	0,575	0,569	0,563	0,558	0,552	0,546	**0,9**
1,0	0,540	0,534	0,528	0,523	0,517	0,511	0,506	0,500	0,495	0,490	**1,0**
1,1	0,484	0,479	0,474	0,469	0,463	0,458	0,453	0,448	0,443	0,439	**1,1**
1,2	0,434	0,429	0,424	0,420	0,415	0,411	0,406	0,402	0,397	0,393	**1,2**
1,3	0,389	0,385	0,380	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353	**1,3**
1,4	0,349	0,346	0,342	0,338	0,335	0,331	0,328	0,324	0,321	0,318	**1,4**
1,5	0,315	0,311	0,308	0,305	0,302	0,299	0,296	0,293	0,290	0,287	**1,5**
1,6	0,284	0,281	0,279	0,276	0,273	0,271	0,268	0,265	0,263	0,260	**1,6**
1,7	0,258	0,255	0,253	0,250	0,248	0,246	0,243	0,241	0,239	0,237	**1,7**
1,8	0,235	0,232	0,230	0,228	0,226	0,224	0,222	0,220	0,218	0,216	**1,8**
1,9	0,214	0,212	0,210	0,209	0,207	0,205	0,203	0,201	0,200	0,198	**1,9**
2,0	0,196	0,195	0,193	0,191	0,190	0,188	0,186	0,185	0,183	0,182	**2,0**
2,1	0,180	0,179	0,177	0,176	0,174	0,173	0,172	0,170	0,169	0,168	**2,1**
2,2	0,166	0,165	0,164	0,162	0,161	0,160	0,159	0,157	0,156	0,155	**2,2**
2,3	0,154	0,153	0,151	0,150	0,149	0,148	0,147	0,146	0,145	0,144	**2,3**
2,4	0,143	0,141	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	**2,4**
2,5	0,132	0,132	0,131	0,130	0,129	0,128	0,127	0,126	0,125	0,124	**2,5**
2,6	0,123	0,123	0,122	0,121	0,120	0,119	0,118	0,118	0,117	0,116	**2,6**
2,7	0,115	0,115	0,114	0,113	0,112	0,111	0,111	0,110	0,109	0,109	**2,7**
2,8	0,108	0,107	0,107	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,102	0,102	**2,8**
2,9	0,101	0,101	0,100	0,099	0,099	0,098	0,097	0,097	0,096	0,096	**2,9**
3,0	0,095	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**3,0**

Tabela 4d - Valores de χ para curva d (α = 0,76)

λ_o	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	λ_o
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,0**
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	**0,1**
0,2	1,000	0,992	0,984	0,977	0,969	0,961	0,954	0,946	0,938	0,931	**0,2**
0,3	0,923	0,916	0,909	0,901	0,894	0,887	0,879	0,872	0,865	0,858	**0,3**
0,4	0,850	0,843	0,836	0,829	0,822	0,815	0,808	0,800	0,793	0,786	**0,4**
0,5	0,779	0,772	0,765	0,758	0,751	0,744	0,738	0,731	0,724	0,717	**0,5**
0,6	0,710	0,703	0,696	0,690	0,683	0,676	0,670	0,663	0,656	0,650	**0,6**
0,7	0,643	0,637	0,630	0,624	0,617	0,611	0,605	0,598	0,592	0,586	**0,7**
0,8	0,580	0,574	0,568	0,562	0,556	0,550	0,544	0,538	0,532	0,526	**0,8**
0,9	0,521	0,515	0,510	0,504	0,499	0,493	0,488	0,483	0,477	0,472	**0,9**
1,0	0,467	0,462	0,457	0,452	0,447	0,442	0,438	0,433	0,428	0,423	**1,0**
1,1	0,419	0,414	0,410	0,406	0,401	0,397	0,393	0,388	0,384	0,380	**1,1**
1,2	0,376	0,372	0,368	0,364	0,361	0,357	0,353	0,349	0,346	0,342	**1,2**
1,3	0,339	0,335	0,332	0,328	0,325	0,321	0,318	0,315	0,312	0,309	**1,3**
1,4	0,306	0,302	0,299	0,296	0,293	0,291	0,288	0,285	0,282	0,279	**1,4**
1,5	0,277	0,274	0,271	0,269	0,266	0,263	0,261	0,258	0,256	0,254	**1,5**
1,6	0,251	0,249	0,247	0,244	0,242	0,240	0,237	0,235	0,233	0,231	**1,6**
1,7	0,229	0,227	0,225	0,223	0,221	0,219	0,217	0,215	0,213	0,211	**1,7**
1,8	0,209	0,207	0,206	0,204	0,202	0,200	0,199	0,197	0,195	0,194	**1,8**
1,9	0,192	0,190	0,189	0,187	0,186	0,184	0,183	0,181	0,180	0,178	**1,9**
2,0	0,177	0,175	0,174	0,172	0,171	0,170	0,168	0,167	0,166	0,164	**2,0**
2,1	0,163	0,162	0,160	0,159	0,158	0,157	0,156	0,154	0,153	0,152	**2,1**
2,2	0,151	0,150	0,149	0,147	0,146	0,145	0,144	0,143	0,142	0,141	**2,2**
2,3	0,140	0,139	0,138	0,137	0,136	0,135	0,134	0,133	0,132	0,131	**2,3**
2,4	0,130	0,129	0,128	0,127	0,127	0,126	0,125	0,124	0,123	0,122	**2,4**
2,5	0,121	0,121	0,120	0,119	0,118	0,117	0,116	0,116	0,115	0,114	**2,5**
2,6	0,113	0,113	0,112	0,111	0,110	0,110	0,109	0,108	0,108	0,107	**2,6**
2,7	0,106	0,106	0,105	0,104	0,104	0,103	0,102	0,102	0,101	0,100	**2,7**
2,8	0,100	0,099	0,098	0,098	0,097	0,097	0,096	0,095	0,095	0,094	**2,8**
2,9	0,094	0,093	0,093	0,092	0,091	0,091	0,090	0,090	0,089	0,089	**2,9**
3,0	0,088	-	-	-	-	-	-	-	-	-	**3,0**

5.3.5 Índice de esbeltez limite

O índice de esbeltez KL/r, para barras comprimidas, não pode ser superior a 200.

5.3.6 Barras compostas

5.3.6.1 Dimensionamento

As barras compostas comprimidas devem ser dimensionadas obedecendo-se às subseções 5.3.1 a 5.3.5. No entanto, se o modo de instabilidade envolver deformações relativas que produzam forças cortantes nos elementos de ligação dos perfis componentes dessas barras, o índice de esbeltez KL/r do modo de instabilidade por flexão e da parcela de flexão do modo de instabilidade por flexo-torção deverá ser modificado, assumindo os seguintes valores:

a) se os elementos de ligação forem conectados aos perfis da barra composta por parafusos com aperto normal:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

b) se os elementos de ligação forem conectados aos perfis da barra composta por parafusos protendidos ou solda:

$$\left(\frac{K\,L}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{K\,L}{r}\right)_o^2 + 0{,}82\,\frac{(h/2\,r_{ib})^2\,(a/r_{ib})^2}{1+(h/2\,r_{ib})^2}}$$

Onde:

$(KL/r)_o$ é a esbeltez da barra composta;

a é a distância entre os elementos de ligação dos perfis componentes da barra composta;

r_i é o raio de giração mínimo de um perfil componente da barra composta;

r_{ib} é o raio de giração de um perfil componente da barra composta relativo a seu eixo principal de inércia paralelo ao eixo de flambagem por flexão da barra composta;

h é a distância entre os centros de gravidade dos perfis componentes da barra composta na direção perpendicular ao eixo de flambagem.

5.3.6.2 Exigências de projeto

5.3.6.2.1 Ao longo do comprimento de barras compostas, o espaçamento longitudinal entre soldas intermitentes ou parafusos deve ser adequado para a transferência das solicitações atuantes.

Para limitações relacionadas ao espaçamento máximo entre furos e distância máxima de um furo às bordas, ver 6.3.9.

5.3.6.2.2 Nas extremidades de barras compostas comprimidas apoiadas em placas de base ou em superfícies usinadas, todos os componentes em contato devem ser ligados entre si por soldas contínuas que tenham um comprimento não inferior à maior largura da barra, ou por parafusos cujo espaçamento longitudinal não pode ser superior a quatro diâmetros em um comprimento não inferior a 1,5 vez a maior largura da barra.

5.3.6.2.3 Nos casos onde a barra composta possui chapas externas aos perfis, o espaçamento máximo não pode ultrapassar $0{,}75\,t\sqrt{E/f_y}$, nem 305 mm, sendo t a espessura da chapa externa mais delgada, quando existir parafusos em todas as linhas longitudinais de furação ou soldas intermitentes ao longo das bordas dos componentes da seção. Quando os parafusos ou soldas intermitentes forem defasados, o espaçamento máximo em cada linha de furação ou de solda não pode ultrapassar $1{,}12\,t\sqrt{E/f_y}$, sendo t a espessura da chapa externa mais delgada, nem pode ser maior que 460 mm.

5.3.6.2.4 Barras comprimidas compostas de dois ou mais perfis em contato ou com afastamento igual à espessura de chapas espaçadoras devem possuir ligações entre esses perfis, a intervalos regulares, de forma que o índice de esbeltez ℓ/r de qualquer perfil, entre duas ligações adjacentes, não seja superior a 3/4 do índice de esbeltez da barra composta, a menos que se utilize um processo mais preciso para determinar a resistência da barra. Para cada perfil componente, o índice de esbeltez deve ser calculado com o seu raio de giração mínimo.

5.3.6.2.5 As faces abertas de barras comprimidas compostas de chapas ou perfis devem ser providas de travejamento em treliça bem como de chapas em cada extremidade, e também de chapas em posições intermediárias da barra caso haja interrupção do travejamento. Tais chapas

devem se estender o mais possível até as faces longitudinais da barra. Além disso, as chapas de extremidade devem ter um comprimento não inferior à distância entre as linhas de parafusos ou soldas que as ligam aos componentes principais da barra. As chapas nas posições intermediárias devem ter um comprimento não inferior à metade dessa distância.

A espessura das chapas não pode ser inferior a $1/50$ da distância entre linhas de parafusos ou soldas que ligam essas chapas aos componentes principais da barra.

No caso de chapas parafusadas, o espaçamento longitudinal dos parafusos não pode ser maior que seis diâmetros e cada chapa deve ser ligada a cada componente principal com um mínimo de três parafusos.

No caso de chapas soldadas, a solda em cada linha que liga uma chapa a um componente principal deve ter uma soma de comprimentos não inferior a $1/3$ do comprimento da chapa.

5.3.6.2.6 Os elementos do travejamento em treliça, sejam eles barras chatas, cantoneiras, perfis U ou quaisquer outros perfis, devem ser dispostos de tal forma que o índice de esbeltez ℓ / r de cada componente principal, entre os pontos de ligação do travejamento, não ultrapasse o índice de esbeltez da barra como um todo.

Os elementos do travejamento devem ser dimensionados para resistir a uma força cortante solicitante de cálculo, normal ao eixo da barra, igual a 2% da força de compressão solicitante de cálculo que age na barra composta.

O índice de esbeltez ℓ / r dos elementos de travejamento em arranjo simples não pode ser maior que 140, e em arranjo duplo (arranjo em X), que 200. O comprimento ℓ é tomado igual ao comprimento livre entre parafusos ou soldas que ligam os elementos de travejamento aos componentes principais, no caso de arranjo simples, e 70% desse comprimento no caso de arranjo em X.

No arranjo duplo (em X) deve existir uma ligação entre os elementos de travejamento, na interseção dos mesmos.

O ângulo de inclinação dos elementos de travejamento em relação ao eixo longitudinal da barra, de preferência, não deve ser inferior a 60º para arranjo simples e 45º para arranjo duplo (em X).

Quando a distância transversal entre as linhas de parafusos ou soldas que ligam os elementos de travejamento aos componentes principais for superior a 380 mm, o arranjo deve preferencialmente ser duplo (em X) ou constituído de cantoneiras.

5.3.6.2.7 Os elementos de travejamento podem ser substituídos por chapas contínuas com uma sucessão de aberturas de acesso. A largura líquida dessas chapas, nas seções correspondentes às aberturas, pode ser considerada participando da resistência à força normal, desde que:

a) sua relação b/t seja limitada a $1{,}86\sqrt{E/f_y}$;

b) a relação entre o comprimento (na direção da força normal) e a largura da abertura não seja maior que 2;

c) a distância livre entre as aberturas, na direção da força normal, não seja menor que a distância transversal entre as linhas mais próximas de parafusos ou soldas que ligam essas chapas aos componentes principais;

d) as aberturas tenham um raio mínimo de 38 mm, em todo o seu perímetro.

5.3.6.2.8 As exigências impostas às barras compostas comprimidas estão ilustradas nas figuras 9 e 10. A substituição de travejamento em treliça por chapas regularmente espaçadas, formando travejamento em quadro, não é prevista nesta Norma. Neste tipo de construção, a redução da resistência devida à distorção por cisalhamento não pode ser desprezada.

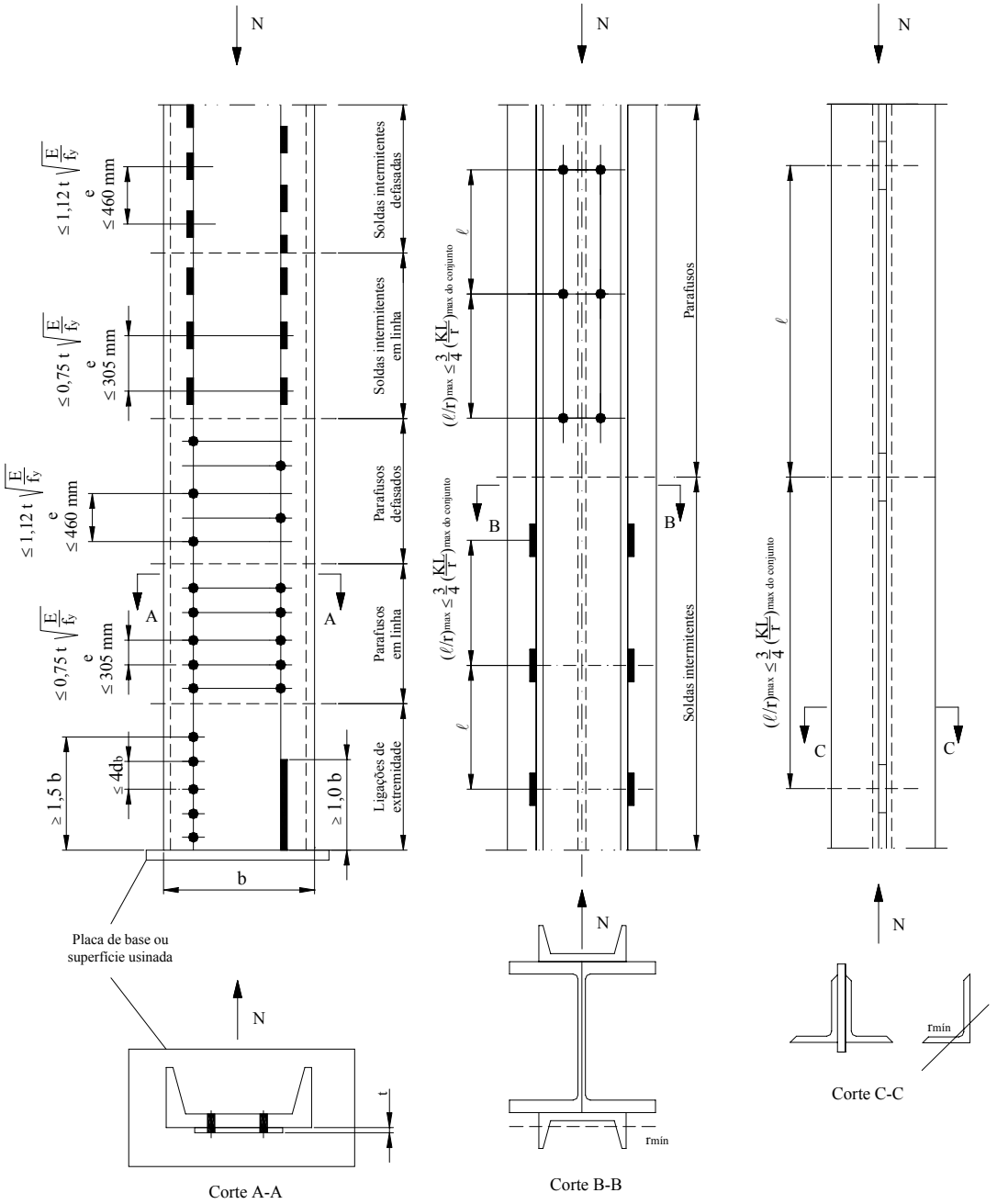


Figura 9 - Barras compostas comprimidas

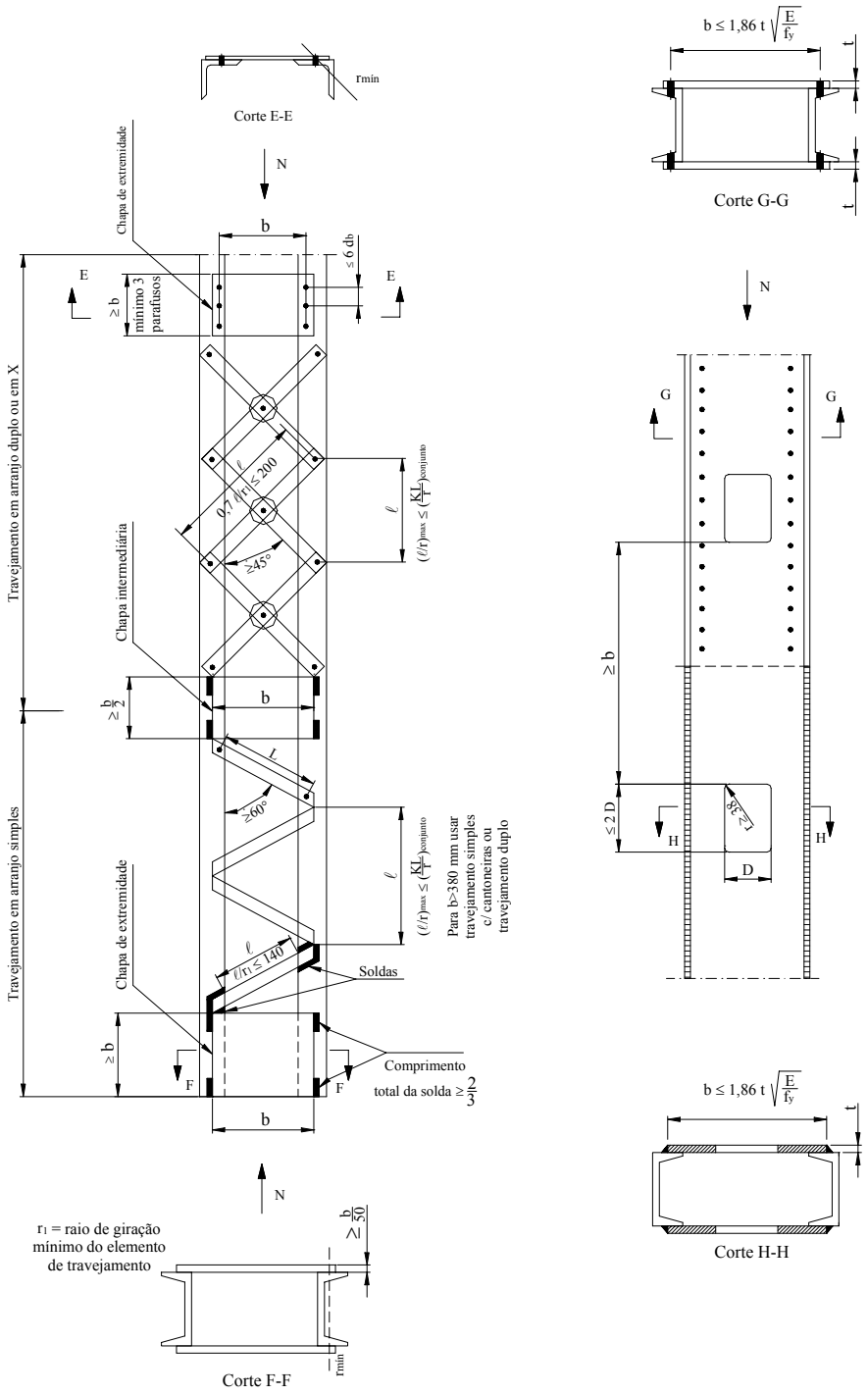


Figura 10 - Barras compostas comprimidas

5.4 Barras prismáticas submetidas à flexão normal simples

5.4.1 Generalidades

5.4.1.1 A presente subseção é aplicável ao dimensionamento da barras prismáticas submetidas à flexão normal simples causada por ações estáticas, nas seguintes condições:

- seções I e H com dois eixos de simetria fletidas em torno de um desses eixos;

- seções I e H com um eixo de simetria no plano médio da alma fletidas em torno do eixo central de inércia perpendicular à alma;

- seções U fletidas em torno de um dos eixos centrais de inércia;

- seções caixão e tubulares retangulares com dois eixos de simetria fletidas em torno de um desses eixos;

- seções sólidas circulares ou retangulares, fletidas em torno de um dos eixos centrais de inércia;

- seções tubulares circulares fletidas em torno de qualquer eixo que passe pelo centro de gravidade.

5.4.1.2 O carregamento transversal deve sempre estar em um plano de simetria, exceto no caso de perfis U fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, quando a resultante do carregamento deve passar pelo centro de cisalhamento da seção transversal.

5.4.1.3 No dimensionamento, para que não ocorram estados limites últimos relacionados às atuações do momento fletor e de força cortante, devem ser atendidas as seguintes condições:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Onde:

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo, determinado a partir das combinações de ações dadas em 4.7.2;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, determinado a partir das combinações de ações dadas em 4.7.2;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado conforme 5.4.2;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada conforme 5.4.3.

Devem ainda ser verificados todos os estados limites de utilização aplicáveis, conforme prescrições existentes em diversas partes desta Norma.

5.4.2 Momento fletor resistente de cálculo

5.4.2.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}, é dado por:

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rk}}{\gamma}$$

Onde:

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

M_{Rk} é o momento fletor resistente característico, determinado conforme 5.4.2.2.

5.4.2.2 O momento fletor resistente característico, M_{Rk}, deve ser determinado de acordo com os anexos D ou F, o que for aplicável, obedecendo-se o disposto em 5.4.2.3 a 5.4.2.7. São aplicáveis, conforme o caso, os estados limites últimos de flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem local da parede do tubo (FLP) e escoamento da mesa tracionada (EMT).

5.4.2.3 Os valores do momento fletor resistente característico para o estado limite de flambagem lateral com torção (FLT) são válidos apenas para aplicação das forças externas no nível do centro de cisalhamento da seção transversal, não podendo ser usados quando houver forças desestabilizantes, isto é, forças cuja direção se afasta do centro de cisalhamento da seção transversal durante a flambagem. Quando usados para o caso de forças estabilizantes, isto é, forças cuja direção se aproxima do centro de cisalhamento da seção transversal durante a flambagem, levam a resultados conservadores.

5.4.2.4 Para assegurar a validade da análise elástica, o momento resistente característico não pode ser tomado maior que $1{,}50\,W\,f_y$, sendo W o módulo de resistência elástico mínimo da seção em relação ao eixo de flexão e f_y a resistência ao escoamento do aço.

5.4.2.5 Para determinação do momento fletor resistente característico para o estado limite FLT, pode ser necessário calcular um fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, para o comprimento destravado (L_b) analisado. Esse fator, exceto para a situação prevista em 5.4.2.6, é dado por:

- em vigas em balanço entre uma seção contida à flambagem lateral com torção (ver 4.8.5.4) e a extremidade não apoiada sem contenção:

$$C_b = 1{,}00$$

- em todos os outros casos:

$$C_b = \frac{12{,}5\,M_{max}}{2{,}5\,M_{max} + 3\,M_A + 4\,M_B + 3\,M_C}$$

Onde:

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

M_A é o valor do momento solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a um quarto do comprimento destravado;

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

M_C é o valor do momento solicitante de cálculo, em módulo, na seção situada a três quartos do comprimento destravado.

Na verificação à FLT, deve-se tomar como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento (positivo ou negativo), no comprimento destravado considerado.

5.4.2.6 Nas vigas com seções I, H e U, fletidas em torno do eixo central de inércia perpendicular à alma, e seções caixão e tubulares retangulares fletidas em torno de um eixo central de inércia, em um comprimento destravado (L_b) no qual uma das mesas encontra-se livre para se deslocar lateralmente e a outra mesa possui contenção lateral contínua contra este tipo de deslocamento, o fator de modificação para momento fletor não uniforme é dado por:

- quando a mesa com contenção lateral contínua estiver tracionada em pelo menos uma extremidade do comprimento destravado:

$$C_b = 3{,}00 - \frac{2}{3}\frac{M_1}{M_0} - \frac{8}{3}\frac{M_2}{(M_0 + M_1)}$$

Onde:

M_0 é o valor do maior momento solicitante de cálculo que traciona a mesa com contenção lateral contínua, nas extremidades do comprimento destravado, com sinal negativo;

M_1 é o valor do momento fletor solicitante de cálculo na outra extremidade do comprimento destravado (se esse momento tracionar a mesa livre, terá sinal positivo no segundo termo da equação e deverá ser tomado igual a zero no terceiro termo e se tracionar a mesa com contenção lateral contínua, terá sinal negativo nos segundo e terceiro termos da equação);

M_2 é o momento fletor solicitante de cálculo na seção central do comprimento destravado, com sinal positivo se tracionar a mesa livre e sinal negativo se tracionar a mesa com contenção lateral contínua.

- em trechos com momento nulo nas extremidades, submetidos a uma ação uniformemente distribuída, com apenas a mesa tracionada contida continuamente contra deslocamento lateral:

$$C_b = 2{,}00$$

- em todos os outros casos:

$$C_b = 1{,}00$$

Na verificação à FLT, deve-se tomar como momento fletor solicitante de cálculo o maior momento, no comprimento destravado considerado, na região em que a mesa comprimida não esteja contida contra deslocamento lateral.

5.4.2.7 As vigas, com ou sem chapas de reforço de mesa (lamelas - ver 5.4.4), mesmo com furos para parafusos nas mesas, podem ser dimensionadas ao momento fletor com base nas propriedades da seção bruta, desde que $0{,}75\, f_u\, A_{fn} \geq 0{,}90\, f_y\, A_{fg}$ em ambas as mesas. No entanto, se em qualquer mesa, $0{,}75\, f_u\, A_{fn} < 0{,}90\, f_y\, A_{fg}$, o momento fletor resistente

característico, M_{Rk}, não pode ser tomado maior que Wf_y, e as propriedades da seção transversal devem ser calculadas com base na área efetiva da mesa tracionada, A_{fe}, dada por:

$$A_{fe} = \frac{5}{6}\frac{f_u}{f_y}A_{fnt}$$

Onde:

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

f_u é a resistência à ruptura do aço à tração;

W é o módulo resistente elástico mínimo da seção transversal, determinado tomando-se para a mesa tracionada a área A_{fe};

A_{fn} é a área líquida da mesa tracionada ou comprimida, a que for aplicável, calculada de acordo com 5.2.4;

A_{fnt} é a área líquida da mesa tracionada, calculada de acordo com 5.2.4;

A_{fg} é a área bruta da mesa tracionada ou comprimida, a que for aplicável.

5.4.3 Força cortante resistente de cálculo

5.4.3.1 A força cortante resistente de cálculo, V_{Rd}, é dada por:

$$V_{Rd} = \frac{V_{Rk}}{\gamma}$$

Onde:

V_{Rk} é a força cortante resistente característica, determinada de acordo com 5.4.3.2 ou 5.4.3.3, o que for aplicável;

γ é o coeficiente de ponderação da resistência para flexão, igual a 1,10.

5.4.3.2 Seções I, H e U fletidas em torno do eixo perpendicular à alma e seções caixão e tubulares retangulares

5.4.3.2.1 Em seções I, H e U fletidas em torno do eixo central de inércia perpendicular à alma e seções caixão e tubulares retangulares fletidas em torno de um eixo central de inércia, a força cortante resistente característica, V_{Rk}, é dada por:

a) Para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rk} = V_{p\ell}$$

b) Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$V_{Rk} = \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{p\ell}$$

c) Para $\lambda > \lambda_r$

$$V_{Rk} = 1{,}28\left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 V_{p\ell}$$

Onde:

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

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

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

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

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento, dada em 5.4.3.2.2;

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

h é a altura livre da alma entre mesas;

t_w é a espessura da(s) alma(s).

5.4.3.2.2 A força cortante correspondente à plastificação da(s) alma(s) por cisalhamento é dada por:

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

Nesta equação, A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a:

a) em almas de seções I, H e U: $d\, t_w$;

b) em almas simétricas de seções caixão e tubulares retangulares: $2\, h\, t_w$.

onde d é a altura total da seção transversal.

5.4.3.2.3 Para as seções I e H devem ser obedecidas as seguintes regras:

a) os enrijecedores transversais devem ser soldados à(s) alma(s) e às mesas do perfil, podendo, entretanto, do lado da mesa tracionada, ser interrompidos de forma que a distância entre os pontos mais próximos das soldas mesa/alma e enrijecedor/alma fique entre $4\,t_w$ e $6\,t_w$;

b) a relação largura/espessura dos elementos que formam os enrijecedores não pode ultrapassar $0{,}55\sqrt{E/f_y}$;

c) o momento de inércia da seção de um enrijecedor singelo ou de um par de enrijecedores (um de cada lado da alma) em relação ao eixo no plano médio da alma não pode ser inferior a $a\,t_w^3\,j$, onde $j = [\,2{,}5/(a/h)^2\,] - 2 \geq 0{,}5$;

d) quando h/tw for igual ou superior a 260, a relação a/h não pode ultrapassar a 3 e nem a $[260/(h/t_w)]^2$;

e) se os enrijecedores são ligados à alma por parafusos, o espaçamento máximo entre os centros desses parafusos não pode ultrapassar 300 mm. Se são usados filetes de solda intermitentes, a distância livre entre esses filetes não pode superar 16 vezes a espessura da alma, nem 250 mm.

No caso de seções U, caixão e tubulares retangulares, estas regras devem ser adequadamente adaptadas.

5.4.3.2.4 Um método alternativo para a determinação da força cortante resistente característica, utilizando o conceito de campo de tração, é apresentado no anexo G. Se a força cortante resistente for determinada por esse anexo, e se:

$$0{,}60\,\frac{V_{Rkt}}{\gamma} \leq V_{Sd} \leq \frac{V_{Rkt}}{\gamma}$$

$$0{,}75\,\frac{M_{Rk}}{\gamma} \leq M_{Sd} \leq \frac{M_{Rk}}{\gamma}$$

deve ser verificada a interação entre momento fletor e força cortante por meio do atendimento da seguinte expressão:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rk}/\gamma} + 0{,}625\,\frac{V_{Sd}}{V_{Rkt}/\gamma} \leq 1{,}375$$

Onde:

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

M_{Sd} e V_{Sd} são o momento fletor solicitante de cálculo e a força cortante solicitante de cálculo, respectivamente;

M_{Rk} é o momento fletor resistente característico determinado conforme a subseção F.2 do anexo F;

V_{Rkt} é a força cortante resistente característica determinada conforme a subseção G.1 do anexo G.

5.4.3.3 Força cortante resistente característica em outros casos

5.4.3.3.1 A força cortante resistente característica, V_{Rk}, para seções I e H fletidas em torno do eixo que passa pelo plano médio da alma, seções U fletidas em torno do eixo central de inércia paralelo à alma, seções sólidas circulares e retangulares e seções tubulares circulares, é igual a:

$$V_{Rk} = V_{pl}$$

com

$$V_{pl} = 0{,}6\, A_w\, f_y$$

Onde:

A_w é a área efetiva de cisalhamento, que deve ser tomada igual a (A_f é a área da mesa e A_g a área bruta da seção transversal):

a) em mesas de seções I, H e U, simétricas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma: $1{,}33\, A_f$;

b) em seções sólidas retangulares: $0{,}67\, A_g$;

c) em seções sólidas circulares: $0{,}75\, A_g$;

d) em seções tubulares circulares: $0{,}50\, A_g$.

5.4.3.3.2 A força cortante resistente característica dada em 5.4.3.3.1 pressupõe que a seção não possua elementos sujeitos a flambagem local por tensões de cisalhamento, e que as tensões de cisalhamento atuantes em elementos da seção, paralelos ao eixo de flexão, sejam inferiores àquelas que atuam nos elementos perpendiculares a esse eixo.

5.4.4 Chapas de reforço sobrepostas a mesas (lamelas)

5.4.4.1 Quando forem usadas chapas sobrepostas a mesas, com comprimento inferior ao vão da viga, elas devem se prolongar além da seção onde teoricamente seriam desnecessárias, denominada seção de transição. Esse prolongamento deve ser ligado à mesa original por parafusos de alta resistência (com ligação por atrito) ou por soldas de filete, dimensionados para uma solicitação de cálculo igual à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção de transição (figura 11).

5.4.4.2 Adicionalmente, no caso de lamelas soldadas, as soldas longitudinais de suas extremidades, no comprimento a', devem ser dimensionadas para uma solicitação de cálculo igual à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor solicitante de cálculo na seção distante a' da extremidade da lamela, com a' (figura 11):

a) igual à largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de dimensão nominal (ver 6.2.6.2), igual ou superior a 75% da espessura da lamela, ao longo das bordas longitudinais da mesma no comprimento a' e através de sua extremidade;

b) igual a 1,5 vez a largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de dimensão nominal (ver 6.2.6.2) inferior a 75% da espessura da lamela, ao longo das bordas longitudinais da mesma no comprimento a' e através de sua extremidade;

c) igual a duas vezes a largura da lamela, quando não existir solda através de sua extremidade, porém, existirem soldas de filete contínuas ao longo de suas bordas longitudinais no comprimento a'.

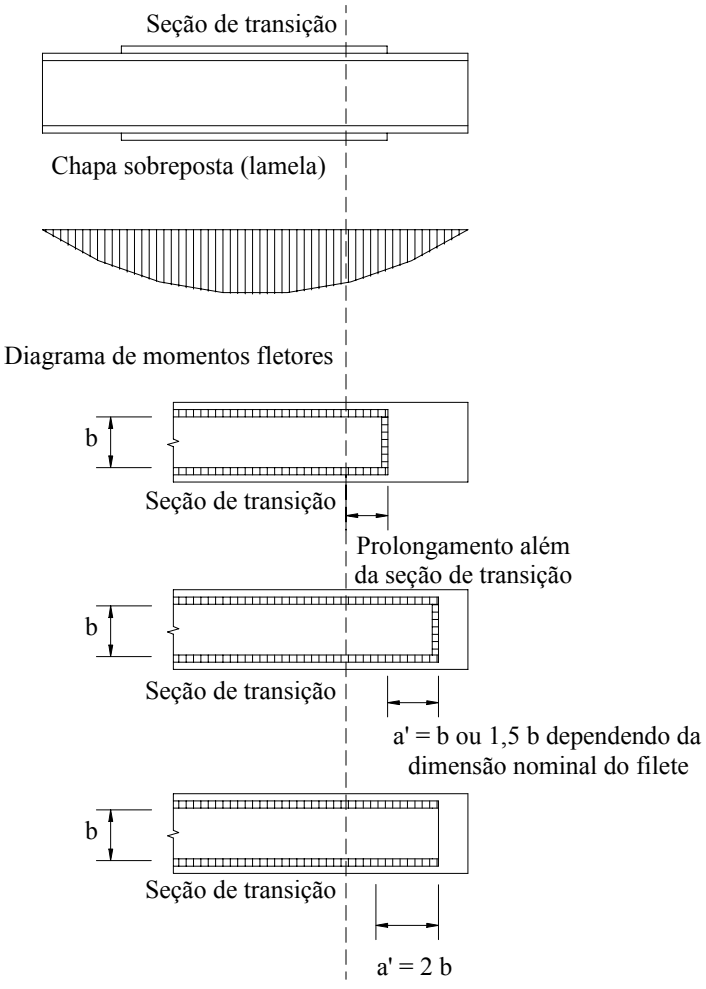


Figura 11 - Chapas sobrepostas a mesas de vigas

5.4.5 Prescrições adicionais relacionadas a seções soldadas

5.4.5.1 As mesas de vigas constituídas por perfis soldados podem ter variação de espessura ou de largura em virtude da emenda de chapas com dimensões diferentes ou do uso de lamelas.

5.4.5.2 Nos perfis soldados, a solda unindo mesas e alma deve ser dimensionada para suportar o cisalhamento horizontal total resultante da flexão. A distribuição horizontal de soldas intermitentes deve ser proporcional à intensidade do cisalhamento, entretanto, o espaçamento longitudinal não pode exceder ao máximo permitido para barras tracionadas ou comprimidas, conforme 5.2.9-a) ou 5.3.6.2.3, respectivamente para as mesas tracionada e comprimida. Além disso, a solda unindo mesa e alma deve ser dimensionada para transmitir à alma qualquer força aplicada diretamente na mesa, a menos que se façam verificações que comprovem a transmissão de tal força apenas por contato.

5.5 Barras prismáticas submetidas à combinação de força normal e momentos fletores e à torção

Esta subseção é aplicável à verificação aos estados limites últimos de barras prismáticas sujeitas aos efeitos combinados de força normal e momento fletor causados por ações estáticas, com ou sem torção, ou sujeitas apenas à torção. Adicionalmente, devem ser verificados todos os estados limites de utilização aplicáveis, conforme prescrições existentes em diversas partes desta Norma.

5.5.1 Seções simétricas submetidas à flexão normal composta e à flexão oblíqua simples e composta

5.5.1.1 Em 5.5.1.2 é apresentada a condição a ser atendida pelas barras prismáticas cuja seção transversal possua um ou dois eixos de simetria, submetidas aos efeitos combinados de força normal e momento fletor em torno de um ou de ambos os eixos de centrais de inércia, carregadas de forma que não ocorra torção. Em 5.5.1.4 é apresentada a condição a ser atendida para o efeito das forças cortantes que agem simultaneamente segundo os eixos centrais de inércia da seção transversal.

5.5.1.2 A menos que se faça uma análise mais precisa da interação entre os efeitos combinados de força normal de tração ou compressão e momentos fletores, deve ser obedecida a limitação fornecida pelas seguintes expressões de interação:

a) $\text{para } \dfrac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0{,}2$

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

b) $\text{para } \dfrac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0{,}2$

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

Onde:

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada de acordo com 4.8;

N_{Rd} é a força normal resistente de cálculo de tração ou de compressão, a que for aplicável, determinada respectivamente de acordo com 5.2 ou 5.3;

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo, respectivamente em torno dos eixos x e y da seção transversal, determinados de acordo com a 4.8;

$M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo, respectivamente em torno dos eixos x e y da seção transversal, determinados de acordo com 5.5.1.3.

5.5.1.3 Os momentos fletores resistentes de cálculo em torno dos eixos centrais de inércia x e y da seção transversal, respectivamente $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$, devem ser determinados de acordo com 5.4, alterando-se o valores de λ_p e λ_r para o estado limite de flambagem local da alma para flexão em torno do eixo perpendicular à(s) alma(s), quando a força normal solicitante de cálculo, N_{Sd}, for de compressão, conforme indicado a seguir:

a) valor de λ_p

$$\lambda_p = 3{,}76\frac{h_p}{h}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left(1-\frac{2{,}75N_{Sd}}{N_y/\gamma}\right), \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma} \le 0{,}125$$

ou

$$\lambda_p = 1{,}12\frac{h_p}{h}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left(2{,}33-\frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma}\right) \ge 1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}, \text{ para } \frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma} > 0{,}125$$

b) valor de λ_r para $0{,}75 \le \frac{h}{h_c} \le 1{,}50$

$$\lambda_r = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left[1+2{,}83\left(\frac{h}{h_c}\right)\left(1-\frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma}\right)\right] \le 5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left(1-0{,}74\frac{N_{Sd}}{N_y/\gamma}\right)$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

h é a altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a esse valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

h_c é duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e igual a esse valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

h_p é duas vezes a distância da linha neutra plástica da seção transversal para a atuação apenas de momento fletor à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e igual a este valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados;

N_y é a força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal efetiva, dada pelo produto ($Q A_g f_y$), sendo Q o coeficiente de flambagem local, determinado conforme o anexo E e A_g a área bruta da seção transversal;

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

5.5.1.4 Para os casos de flexão normal, a verificação à força cortante deve ser feita conforme 5.4.3. Para os casos de flexão oblíqua, deve-se avaliar a necessidade de se considerar a superposição dos efeitos das forças cortantes solicitantes de cálculo que agem segundo os eixos centrais de inércia da seção transversal.

5.5.2 Seções assimétricas submetidas à flexão normal composta e à flexão oblíqua simples e seções submetidas à torção, força normal, momentos fletores e força cortante

5.5.2.1 Em 5.5.2.2 são apresentadas as condições a serem atendidas pelas barras prismáticas com seção assimétrica submetidas aos efeitos combinados de força normal e momento fletor em torno de um ou de ambos os eixos centrais de inércia da seção, carregadas de forma a que não ocorra torção, e pelas barras prismáticas submetidas à torção, momentos fletores, forças cortantes e força normal.

5.5.2.2 A tensão resistente de cálculo, σ_{Rd}, para os estados limites últimos a seguir, deverá ser igual ou superior à tensão solicitante de cálculo, expressa em termos de tensão normal, $\sigma_{Sd,n}$, ou tensão de cisalhamento, $\sigma_{Sd,v}$, determinadas pela teoria da elasticidade, utilizando-se as combinações de ações de cálculo. Assim:

a) para os estados limites de instabilidade sob efeito de tensão normal:

$$\sigma_{Sd,n} \leq \frac{\chi f_y}{\gamma}$$

b) para os estados limites de instabilidade sob efeito de tensão de cisalhamento:

$$\sigma_{Sd,v} \leq \frac{0{,}60\,\chi f_y}{\gamma}$$

Onde:

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

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

χ é um fator de redução associado à resistência à compressão, determinado de acordo com 5.3.3, tomando-se $\lambda_o = \sqrt{f_y / \sigma_e}$ para tensões normais e $\lambda_o = \sqrt{0{,}60\, f_y / \sigma_e}$ para tensões de cisalhamento, com σ_e igual à tensão crítica (normal ou de cisalhamento, a que for aplicável) de flambagem elástica, para o estado limite de instabilidade em questão,

levando-se em conta, quando necessário, a interação entre flambagens locais e instabilidade global.

5.6 Barras de seção variável

O cálculo e o projeto de barras de seção variável devem ser feitos de acordo com o anexo N.

5.7 Mesas e almas de perfis I e H submetidas a forças concentradas

5.7.1 Generalidades

A presente subseção apresenta prescrições para a verificação de estados limites últimos causados por forças concentradas entre duas seções enrijecidas, aplicadas na face externa de pelo menos uma das mesas, perpendicularmente a sua face, em seções I e H. As forças concentradas devem estar centradas em relação ao eixo da seção transversal que passa pelo plano médio da alma.

5.7.2 Flexão local da mesa

5.7.2.1 A mesa de uma barra, solicitada por uma força concentrada que produza tração na alma, deve ser verificada quanto ao estado limite último de flexão local.

5.7.2.2 A verificação apresentada somente se aplica para força concentrada com comprimento de atuação na direção perpendicular ao comprimento da barra situado entre $0{,}15\,b$ e b, onde b é a largura da mesa carregada. Se o comprimento de atuação da força for menor que $0{,}15\,b$, a verificação não precisa ser feita.

5.7.2.3 A menos do disposto em 5.7.2.5, a força concentrada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da mesa da barra, igual a F_{Rkb} / γ, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência para flexão local da alma, igual a 1,10, e F_{Rkb} é a força resistente característica, dada por:

$$F_{Rkb} = 6{,}25\, t_f^2\, f_y$$

Onde:

t_f é a espessura da mesa carregada;

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

5.7.2.4 Quando a força concentrada atua a uma distância da extremidade da barra menor que 10 vezes a espessura da mesa, a força resistente dada em 5.7.2.3 deve ser reduzida à metade.

5.7.2.5 Se a força concentrada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocados, na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma, soldados à mesa carregada e estendendo-se pelo menos até a metade da altura da alma. A solda ligando os enrijecedores transversais à alma deve ser dimensionada para transmitir a força excêntrica em relação à mesma.

5.7.2.6 No caso de perfis soldados, a solda entre a mesa e a alma deve ser capaz de transmitir a força de tração entre esses dois elementos.

5.7.3 Escoamento local da alma

5.7.3.1 A alma de uma barra, solicitada por tração ou compressão provocada por uma força concentrada que atua na mesa, deve ser verificada para o estado limite último de escoamento local.

5.7.3.2 A menos do disposto em 5.7.3.3, a força concentrada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, igual a F_{Rkw} / γ, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência para escoamento local da alma, igual a 1,00, e F_{Rkw} é a força resistente característica, dada por:

a) quando a força concentrada está a uma distância da extremidade da barra maior que a altura da seção transversal:

$$F_{Rkw} = (5\,k + \ell_n)\,f_y\,t_w$$

b) quando a força concentrada está a uma distância da extremidade da barra inferior ou igual à altura da seção transversal:

$$F_{Rkw} = (2{,}5\,k + \ell_n)\,f_y\,t_w$$

Onde:

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

ℓ_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga;

k é a espessura da mesa carregada mais o lado do filete de solda paralelo à alma, no caso de perfis soldados; a espessura da mesa mais o raio de concordância com a alma, no caso de perfis laminados;

t_w é a espessura da alma.

5.7.3.3 Se a força concentrada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocadas chapas reforçadoras de alma ou, colocados na seção de atuação da força, enrijecedores transversais de ambos os lados da alma, estendendo-se pelo menos até a metade da altura da alma. Se a força for de tração, os enrijecedores devem ser soldados à mesa carregada. Se a força for de compressão, os enrijecedores devem estar em perfeito contato com a mesa carregada ou ser soldados a esta mesa de modo a transmitir a força para a alma. A solda ligando os enrijecedores transversais à alma deve ser dimensionada para transmitir a força excêntrica em relação a mesma.

5.7.3.4 No caso de perfis soldados e força concentrada de tração, a solda entre a mesa e a alma deve ser capaz de transmitir a força entre esses dois elementos.

5.7.4 Enrugamento da alma

5.7.4.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força concentrada que atua na mesa, deve ser verificada para o estado limite último de enrugamento.

5.7.4.2 A menos do disposto em 5.7.4.3, a força concentrada atuante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, igual a F_{Rke} / γ, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência para enrugamento da alma, igual a 1,35, e F_{Rke} é a força resistente característica, dada por:

a) quando a força concentrada de compressão está a uma distância da extremidade da barra maior ou igual à metade da altura da seção transversal:

$$F_{Rke} = 0{,}80\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{\ell_n}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$$

b) quando a força concentrada de compressão está a uma distância da extremidade da barra menor que a metade da altura da seção transversal:

- para $\ell_n / d \leq 0{,}2$

$$F_{Rke} = 0{,}40\, t_w^2 \left[1 + 3\left(\frac{\ell_n}{d}\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$$

- para $\ell_n / d > 0{,}2$

$$F_{Rke} = 0{,}40\, t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4\,\ell_n}{d} - 0{,}2\right)\left(\frac{t_w}{t_f}\right)^{1,5}\right]\sqrt{\frac{E\, f_y\, t_f}{t_w}}$$

Onde:

d é a altura da seção transversal da barra;

t_f é a espessura da mesa carregada;

t_w é a espessura da alma;

ℓ_n é o comprimento de atuação da força na direção longitudinal da viga.

5.7.4.3 Se a força concentrada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocadas chapas reforçadoras de alma ou, colocado na seção de atuação dessa força um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma, em perfeito contato com a mesa carregada ou soldados a essa mesa, estendendo-se pelo menos até a metade da altura da alma. A solda ligando os enrijecedores transversais à alma deve ser dimensionada para transmitir a força excêntrica em relação à mesma.

5.7.5 Flambagem lateral da alma

5.7.5.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por uma força concentrada que atua na mesa comprimida, deve ser verificada para o estado limite último de flambagem

lateral, caso o deslocamento lateral relativo entre a mesa comprimida carregada e a mesa tracionada não esteja impedido no ponto de aplicação da força.

5.7.5.2 A menos do disposto em 5.7.5.3, 5.7.5.4 e 5.7.5.5, a força concentrada solicitante de cálculo não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, igual a $F_{Rk\ell} / \gamma$, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência para flambagem lateral da alma, igual a 1,20, e $F_{Rk\ell}$ é a força resistente característica, dada por:

a) se a rotação da mesa carregada for impedida, para $(h/t_w)/(\ell/b_f) \leq 2{,}30$

$$F_{Rk\ell} = \frac{C_r\, t_w^3\, t_f}{h^2}\left[1 + 0{,}4\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)^3\right]$$

b) se a rotação da mesa comprimida não for impedida para $(h/t_w)/(\ell/b_f) \leq 1{,}70$

$$F_{Rk\ell} = \frac{C_r\, t_w^3\, t_f}{h^2}\left[0{,}4\left(\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right)^3\right]$$

Onde:

ℓ é o maior comprimento destravado lateralmente entre as duas mesas envolvendo a seção de atuação da força concentrada;

b_f é a largura da mesa;

t_f é a espessura da mesa;

t_w é a espessura da alma;

h é a distância entre as faces internas das mesas menos os raios de concordância no caso de perfis laminados, ou a distância entre as faces internas das mesas no caso de perfis soldados;

C_r é igual a $6{,}62\times10^6$ MPa quando $M_d < M_r$ e a $3{,}31\times10^6$ MPa quando $M_d \geq M_r$ na seção da força (M_d é o momento fletor solicitante de cálculo e M_r é o momento fletor correspondente ao início do escoamento, conforme o anexo D, sem considerar as tensões residuais).

5.7.5.3 Se $(h/t_w)/(\ell/b_f)$ superar 2,30 ou 1,70, respectivamente quando a rotação da mesa carregada for ou não impedida, o estado limite último de flambagem lateral da alma não tem possibilidade de ocorrer.

5.7.5.4 Se a rotação da mesa carregada for impedida e a força concentrada solicitante cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2-a), uma contenção lateral na mesa tracionada da seção de atuação da força deve ser providenciada. Opcionalmente, podem ser colocados nesta seção enrijecedores transversais de ambos os lados da alma, em perfeito contato com a mesa carregada ou soldados à mesma, estendendo-se pelo menos até a metade da altura da

alma. A solda ligando os enrijecedores à alma deve ser dimensionada para transmitir a força entre esses dois elementos. Outra alternativa é a colocação de chapas reforçadoras de alma estendendo-se pelo menos até a metade da altura da alma, as quais deverão ser dimensionadas para resistir à totalidade da força concentrada.

5.7.5.5 Se a rotação da mesa carregada não for impedida e a força concentrada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo dada em 5.7.5.2-b), contenções laterais em ambas as mesas da seção de atuação da força devem ser providenciadas.

5.7.6 Flambagem da alma por compressão

5.7.6.1 A alma de uma barra, solicitada por compressão provocada por um par de forças concentradas de sentidos opostos, atuando em ambas as mesas da mesma seção transversal, deve ser verificada para o estado limite último de flambagem por compressão.

5.7.6.2 A menos do disposto em 5.7.6.4, a força concentrada solicitante de cálculo (valor de cada força do par) não pode superar a força resistente de cálculo da alma da barra, igual a F_{Rkc} / γ, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência para flambagem da alma, igual a 1,10, e F_{Rkc} é a força resistente característica, dada por:

$$F_{Rkc} = \frac{24\, t_w^3 \sqrt{E\, f_y}}{h}$$

5.7.6.3 Quando o par de forças concentradas se encontra a uma distância da extremidade da viga menor que metade da altura da seção transversal, a força resistente dada em 5.7.6.2 deve ser reduzida à metade.

5.7.6.4 Se a força concentrada solicitante de cálculo superar a força resistente de cálculo, devem ser colocadas chapas reforçadoras de alma, colocado na seção de atuação dessa força um enrijecedor transversal de um dos lados da alma ou colocados enrijecedores transversais de ambos os lados da alma, em perfeito contato com a mesa carregada ou soldados a essa mesa, estendendo-se por toda a altura da alma. A solda ligando os enrijecedores transversais à alma deve ser dimensionada para transmitir a força excêntrica em relação à mesma.

5.7.7 Cisalhamento na zona do painel de alma

5.7.7.1 Chapas reforçadoras de alma ou enrijecedores diagonais devem ser providenciados dentro do contorno de uma ligação rígida entre viga e pilar (zona do painel de alma do pilar), cujas almas se situam em um mesmo plano, quando a força cortante solicitante de cálculo, transmitida pelas mesas da viga, F_{Sdv}, excede a F_{Rkv} / γ, onde γ é o coeficiente de resistência para flexão, igual a 1,10, e F_{Rkv} é a força cortante resistente característica, dada por:

a) quando o efeito da deformação da zona do painel de alma do pilar na estabilidade da estrutura não é considerado na análise:

- para $F_{Sdv} \leq 0{,}4\, N_{p\ell}$

$$F_{Rkv} = 0{,}60\, f_y\, d_c\, t_w$$

- para $F_{Sdv} > 0{,}4\, N_{p\ell}$

$$F_{Rkv} = 0{,}60\, f_y\, d_c\, t_w \left(1{,}4 - \frac{F_{Sdv}}{N_{p\ell}} \right)$$

b) quando a estabilidade da estrutura, incluindo a deformação plástica da zona do painel de alma do pilar, é considerada na análise:

- para $F_{Sdv} \leq 0{,}75\, N_{p\ell}$

$$F_{Rkv} = 0{,}60\, f_y\, d_c\, t_w \left(1 + \frac{3\, b_{fc}\, t_{fc}^2}{d_v\, d_c\, t_w} \right)$$

- para $F_{Sdv} > 0{,}75\, N_{p\ell}$

$$F_{Rkv} = 0{,}60\, f_y\, d_c\, t_w \left(1 + \frac{3\, b_{fc}\, t_{fc}^2}{d_v\, d_c\, t_w} \right) \left(1{,}9 - \frac{1{,}2\, F_{Sdv}}{N_{p\ell}} \right)$$

Onde:

t_w é a espessura da alma;

b_{fc} é a largura da mesa do pilar;

t_{fc} é a espessura da mesa do pilar;

d_v é a altura da seção transversal da viga;

d_c é a altura da seção transversal do pilar;

f_y é a resistência ao escoamento do pilar;

$N_{p\ell}$ é a força normal de compressão correspondente ao escoamento da seção transversal do pilar, sem levar em conta a flambagem local, igual a $f_y\, A_g$;

A_g é a área bruta da seção transversal do pilar.

5.7.7.2 Chapas reforçadoras de alma, quando usadas, devem ser adequadamente soldadas para absorver a parcela prevista da força cortante total.

5.7.7.3 Enrijecedores diagonais, quando usados, devem ser ligados à alma do pilar por solda dimensionada para resistir à força excêntrica transmitida pela viga.

5.7.8 Extremidades de vigas sem restrição à rotação e com alma livre

Devem ser usados enrijecedores transversais em extremidades de vigas que não tenham qualquer tipo de restrição à rotação em torno do eixo longitudinal e nas quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou pilares. Tais enrijecedores deverão ser soldados às mesas e à alma da seção transversal, estendendo-se por toda a altura da alma.

5.7.9 Exigências adicionais para enrijecedores para forças concentradas

5.7.9.1 Os enrijecedores transversais ou diagonais devem também atender às seguintes exigências:

a) a largura do enrijecedor somada à metade da espessura da alma da barra não pode ser menor que um terço da largura da mesa ou da chapa de ligação que recebe a força concentrada;

b) a espessura do enrijecedor não pode ser menor que a metade da espessura da mesa da barra ou da chapa de ligação que recebe a força concentrada, e também não pode ser menor que sua largura multiplicada por $1{,}79\sqrt{f_y / E}$.

5.7.9.2 Os enrijecedores transversais usados para impedir a ocorrência de estados limites últimos relacionados à atuação de força concentrada, que se estendem por toda a altura da alma, quando comprimidos, devem ser dimensionados como barras comprimidas, de acordo com 5.3, para o estado limite último de instabilidade por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma. A seção transversal a ser considerada é formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12\,t_w$, se os enrijecedores forem de extremidade, e igual a $25\,t_w$, se estiverem em uma seção interna. O comprimento de flambagem deverá ser tomado igual a $0{,}75\,h$, onde h é a altura da alma.

5.7.9.3 A solda de ligação dos enrijecedores à alma deve ser dimensionada para transmitir o excesso de força cortante da alma para os enrijecedores, quando os enrijecedores não são soldados à mesa carregada.

5.7.10 Uso de chapas reforçadoras de alma para forças concentradas

As chapas reforçadoras de alma, sempre constituídas por duas chapas colocadas junto à alma, de ambos os seus lados, devem ter espessura e comprimento que permitam que atinjam a resistência necessária para impedir a ocorrência do estado limite último que deu origem à sua colocação e ser soldadas de modo a absorver a parcela prevista da força concentrada.

6 Condições específicas para o dimensionamento de ligações metálicas

6.1 Generalidades

6.1.1 Bases de dimensionamento

As ligações metálicas consistem de elementos de ligação (enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos, etc.) e meios de ligação (soldas, parafusos, barras redondas rosqueadas e pinos). Esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo a um determinado estado limite último seja igual ou superior à solicitação de cálculo, determinada: (1) pela análise da estrutura sujeita às combinações de cálculo das ações, conforme 4.7; (2) como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. Em algumas situações específicas, a resistência de cálculo pode também ser baseada em estado limite de utilização.

6.1.2 Rigidez das ligações entre viga e pilar

6.1.2.1 Na análise estrutural elástica, uma ligação viga-pilar pode ser considerada rotulada se $S_i \leq 0{,}5\,E\,I_v/L_v$; pode ser considerada rígida se $S_i \geq 8\,E\,I_v/L_v$ no caso de estruturas indeslocáveis e se $S_i \geq 25\,E\,I_v/L_v$ no caso de estruturas deslocáveis (ver 6.1.2.2).

Onde:

S_i é a rigidez da ligação, calculada, a partir do diagrama momento-rotação, com a rigidez secante correspondente a $2/3$ do momento fletor resistente de cálculo da ligação;

I_v, L_v são o momento de inércia da seção transversal no plano da estrutura e o comprimento da viga conectada à ligação, respectivamente;

E é o módulo de elasticidade do aço.

Em qualquer caso, para análise elástica a ligação poderá ser considerada semi-rígida, com a rigidez S_i constante durante todo o carregamento.

Para análise plástica, o efeito do comportamento momento-rotação das ligações somente poderá ser considerado caso seja possível reproduzir, numericamente, as características de não-linearidade desse comportamento. Recomenda-se consultar, para este tipo de análise, bibliografia especializada a respeito dos critérios de classificação das ligações, baseados na capacidade resistente e na capacidade de deformação das mesmas.

6.1.2.2 O limite $25\,E\,I_v/L_v$ pode ser usado somente para pórticos nos quais em cada andar é satisfeita a relação $K_v/K_p \geq 0{,}1$, onde K_v é o valor médio de I_v / L_v para todas as vigas no topo do andar e K_p é o valor médio de I_p / L_p para todas os pilares do andar (I_v é o momento de inércia de uma viga no plano da estrutura, I_p é o momento de inércia de um pilar no plano da estrutura, L_v é o vão de uma viga considerado de centro a centro de pilares; e L_p é a altura do andar para um pilar).

Se $S_i \geq 25\,E\,I_v/L_v$, mas $K_v/K_p < 0{,}1$, a ligação deve ser considerada semi-rígida para estruturas deslocáveis.

6.1.3 Barras com ligações flexíveis nos apoios

As ligações flexíveis de vigas e de treliças podem levar em conta apenas as reações de cálculo compatíveis com a hipótese de flexibilidade, a menos que haja indicação em contrário do responsável pelo projeto. Estas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas extremidades; para isto, permite-se a consideração de deformações não elásticas autolimitáveis na ligação. As ligações com rigidez inicial igual ou inferior aos limites inferiores das expressões apresentadas em 6.1.2 podem ser consideradas como ligações flexíveis, desprezando-se os efeitos de sua rigidez na resposta global da estrutura.

6.1.4 Barras com ligações rígidas ou semi-rígidas nos apoios

Na determinação da resistência de cálculo das ligações rígidas ou semi-rígidas, deverão ser considerados os efeitos combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da

rigidez total ou parcial das ligações, podendo ser consideradas rígidas as ligações cuja rigidez inicial seja igual ou superior aos limites superiores das expressões apresentadas em 6.1.2.

6.1.5 Resistência mínima de ligações

6.1.5.1 Para garantia da integridade estrutural, devem ser atendidos os requisitos de 4.9. Para outras situações, aplicam-se 6.1.5.2 e 6.1.5.3.

6.1.5.2 Ligações sujeitas a uma solicitação de cálculo inferior a 45 kN, excetuando-se diagonais de travejamento de barras compostas, tirantes constituídos de barras redondas e travessas de fechamento lateral de edifícios, devem ser dimensionadas para uma solicitação de cálculo igual a 45 kN.

6.1.5.3 As ligações de barras tracionadas ou comprimidas, além de resistirem às forças normais solicitantes de cálculo na barra, devem ser dimensionadas também para forças de cálculo iguais a 50% das resistências de cálculo da barra aos tipos de força normal (tração ou compressão) que nela atuam.

6.1.6 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato

6.1.6.1 Para garantia da integridade estrutural, devem ser atendidos os requisitos de 4.9. Para outras situações, aplicam-se 6.1.6.2, 6.1.6.3 e 6.1.6.4.

6.1.6.2 Em pilares cujas extremidades são usinadas, por exemplo, por corte com serra, para transmitir forças de compressão por contato, as ligações das extremidades com as placas de apoio, ou entre pilares, devem ser feitas com parafusos ou soldas capazes de manter em suas posições, com segurança, todas as partes ligadas.

6.1.6.3 Outras barras comprimidas, com extremidades usinadas, transmitindo esforços por contato, devem ter meios e elementos de ligação posicionados de modo a manter alinhadas todas as partes da ligação e dimensionados para resistir a 50% da força normal resistente de cálculo da barra conectada.

6.1.6.4 Em ambos os casos anteriores, as ligações citadas devem ser dimensionadas para resistir também a 100% das solicitações de cálculo que não sejam transmitidas por contato, incluindo casos de inversão de esforços.

6.1.7 Impedimento de rotação nos apoios

Nos pontos de apoio, vigas e treliças devem ser impedidas de girar em torno de seu eixo longitudinal.

6.1.8 Disposição de soldas e parafusos

6.1.8.1 Grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem ter seus centros de gravidade sobre o eixo que passa pelo centro de gravidade da seção da barra, a não ser que seja levado em conta o efeito de excentricidade.

6.1.8.2 Nos casos de cantoneiras simples ou duplas e barras semelhantes, solicitadas axialmente, não é exigido que o centro de gravidade de grupos de parafusos ou soldas de filete fique sobre o eixo baricêntrico da barra, nas extremidades da mesma, para os casos de barras não sujeitas à

fadiga; a excentricidade entre os eixos da barra e das ligações pode ser desprezada em barras solicitadas estaticamente, mas, deve ser levada em conta em barras sujeitas à fadiga.

6.1.9 Combinação de meios de ligação

6.1.9.1 Parafusos em combinação com soldas

6.1.9.1.1 Em construções novas, parafusos de alta resistência em ligações por contato ou parafusos comuns não podem ser considerados trabalhando em conjunto com soldas; as soldas, quando usadas, devem ser dimensionadas para resistir ao total das solicitações de cálculo da ligação. Parafusos de alta resistência em ligações por atrito, adequadamente instalados, podem ser considerados trabalhando em conjunto com soldas.

6.1.9.1.2 Ao se fazerem alterações por soldas em estruturas existentes, os rebites e os parafusos de alta resistência (que estejam adequadamente apertados) já existentes podem ser considerados para resistir às solicitações de cálculo devidas às cargas já atuantes. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação.

6.1.9.2 Parafusos de alta resistência em combinação com rebites

Em construções novas ou existentes, parafusos de alta resistência em ligações por atrito, instalados de acordo com 6.7, podem ser considerados trabalhando em conjunto com rebites.

6.1.10 Fratura lamelar

Devem ser evitadas, sempre que possível, juntas soldadas onde a transmissão de tensões de tração, resultantes da retração da solda executada sob condições de restrição de deformação, se faça através de elemento plano em direção não paralela à sua face (por exemplo, em juntas em L ou em T). Se não puder ser evitado esse tipo de ligação, devem ser tomadas precauções para evitar a ocorrência de fratura lamelar.

6.1.11 Limitações de uso para ligações soldadas e parafusadas

6.1.11.1 Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência com protensão inicial nos seguintes casos:

a) emendas de pilares nas estruturas com mais de 60 m de altura (ver 6.1.11.2);

b) emendas de pilares, nas estruturas com altura entre 30 e 60 m, caso a menor dimensão horizontal seja inferior a 40% da altura (ver 6.1.11.2);

c) emendas de pilares, nas estruturas com menos de 30 m de altura, caso a menor dimensão horizontal seja inferior a 25% da altura (ver 6.1.11.2);

d) ligações de vigas e treliças das quais depende o sistema de contraventamento e ligações de vigas e treliças com pilares, nas estruturas com mais de 38 m de altura (ver 6.1.11.2);

e) ligações e emendas de treliças de cobertura, ligações de treliças com pilares, emendas de pilares, ligações de contraventamentos de pilares, ligações de mãos francesas ou mísulas usadas para reforço de pórticos, e ligações de peças suportes de pontes rolantes, nas estruturas com pontes rolantes de capacidade superior a 50 kN;

f) ligações de peças suportes de maquinário ou peças sujeitas a impactos ou cargas cíclicas;

g) qualquer outra ligação que for especificada nos desenhos da estrutura.

6.1.11.2 Para efeito das alíneas a), b), c) e d) de 6.1.11.1, a altura de uma estrutura deve ser considerada como a distância vertical entre o nível médio do terreno que circunda a estrutura e o topo das vigas da cobertura, no caso de coberturas planas ou com inclinação inferior a 25%. No caso de coberturas com inclinação superior a 25%, a distância vertical é medida entre aquele nível médio e a face superior das vigas de cobertura, à meia altura da parte inclinada. As mansardas podem ser excluídas na determinação da altura da estrutura.

6.1.11.3 Para os casos não citados em 6.1.11.1, as ligações podem ser feitas com parafusos de alta resistência, sem protensão inicial, ou com parafusos comuns.

6.1.12 Emendas de perfis pesados

Emendas de perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm, sujeitas a tensões de tração devidas a momento fletor ou força normal, devem atender aos seguintes requisitos:

a) quando as chapas das mesas ou da alma forem emendadas antes de formar o perfil, de acordo com o item apropriado da AWS D1.1, os requisitos pertinentes daquela norma aplicam-se em lugar dos presentes requisitos. Caso sejam usadas soldas de entalhe de penetração total para transmitir forças de tração, as exigências de tenacidade do material dadas na nota 7) da tabela 8, os detalhes de abertura de acesso para soldagem dados em 6.1.13, as exigências de pré-aquecimento dadas na nota 8) da tabela 8, e as exigências de preparação de superfície para corte a maçarico e de inspeção dadas em 12.2.1.2 são aplicáveis.

b) em todas as emendas sujeitas à tração, prolongadores e chapas de espera para soldagem devem ser removidos e as superfícies esmerilhadas até facear.

c) em todas as emendas de barras sujeitas primariamente à compressão, as aberturas de acesso para soldagem necessárias para a execução de soldas de penetração total devem atender aos requisitos dados em 6.1.13. Alternativamente, tais emendas, incluindo casos de barras sujeitas à tração devido à ação do vento, podem ser realizadas por meio de detalhes que não induzam grandes deformações de retração; por exemplo, soldas de entalhe de penetração parcial nas mesas combinadas com emenda da alma por meio de talas e soldas de filete, emendas parafusadas, ou combinações de parafusos e soldas de filete em emendas com talas.

6.1.13 Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem

6.1.13.1 Todas as aberturas de acesso necessárias para facilitar a operação de soldagem devem ter um comprimento mínimo de 1,5 vez a espessura do material no qual a abertura é feita. A altura deve ser adequada para a deposição correta do metal da solda nas chapas adjacentes e deve ser previsto espaço suficiente para eventuais prolongadores da solda no material onde a abertura é feita, porém, não menos do que a espessura do material.

6.1.13.2 Recortes de mesa de vigas para ligações e aberturas de acesso para soldagem devem ser livres de entalhes e cantos reentrantes.

6.1.13.3 No caso de perfis soldados com mesas ou alma de espessura superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm, superfícies de recortes de vigas e aberturas de acesso para soldagem, obtidas por meio de corte a maçarico, devem ser esmerilhadas ao metal brilhante e inspecionadas por partículas magnéticas ou líquido penetrante antes da deposição de soldas de emenda. Se a região curva de transição de tais recortes e aberturas for executada por meio de broca ou serra, tal região não precisa ser esmerilhada.

6.1.14 Considerações sobre ligações com perfis tubulares

Muitas das prescrições desta seção podem não se aplicar em parte ou na totalidade a ligações envolvendo um ou mais perfis tubulares, as quais apresentam características particulares de comportamento. Recomenda-se, para o dimensionamento destas ligações, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de segurança previsto pela presente Norma, a utilização da AWS D1.1 ou das seguintes publicações:

a) Wardenier, J.; Kurobane, Y.; Packer, J.A.; Dutta, D. & Yeomans, N. (1991) - Design guide for circular hollow section (CHS) joints under predominantly static loading. Comité International pour le Developpement et l'Étude de la Construction Tubulaire (CIDECT). Verlay TÜV Rheinland. Germany.

b) Packer, J.A.; Wardenier, J.; Kurobane, Y.; Dutta, D. & Yeomans, N. (1992) - Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading. Comité International pour le Developpement et l'Étude de la Construction Tubulaire (CIDECT). Verlay TÜV Rheinland. Germany.

6.1.15 Fadiga

Para ligações sujeitas a fadiga, ver anexo M.

6.2 Soldas

6.2.1 Generalidades

6.2.1.1 Todas as disposições da AWS D1.1 relativas a ligações soldadas não sujeitas à fadiga, são aplicáveis à execução de estruturas dimensionadas de acordo com a presente Norma. Uma única exceção deve ser feita às prescrições dadas em 6.1.13, 6.1.14, 6.2.2.2, 6.2.6.2 e na tabela 8 desta Norma, as quais devem ser aplicadas ao invés dos itens da AWS D1.1 que tratam dos mesmos assuntos.

6.2.1.2 O comprimento e a disposição das soldas, incluindo retornos, devem ser indicados nos desenhos de projeto e de fabricação.

6.2.2 Áreas efetivas

6.2.2.1 Soldas de entalhe

As seguintes disposições são aplicáveis:

a) a área efetiva das soldas de entalhe deve ser calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;

b) o comprimento efetivo de uma solda de entalhe é igual ao seu comprimento real, o qual deve ser igual à largura da parte ligada;

c) a garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração total deve ser tomada igual à menor das espessuras das partes soldadas;

d) a garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração parcial está indicada na tabela 5;

e) a espessura da garganta efetiva de uma solda em juntas de superfície curva, quando a solda é nivelada com a superfície da barra, está indicada na tabela 6. Para se comprovar que a garganta efetiva dessas soldas está sendo obtida com regularidade, devem ser feitas amostragens das soldas executadas, para cada procedimento de soldagem; as amostras serão tomadas em seções aleatórias ou nas seções porventura indicadas nos documentos de projeto. É permitido o uso de espessuras da garganta maiores do que as indicadas na tabela 6, desde que o fabricante possa comprovar, através de qualificação, que essas espessuras maiores podem ser obtidas com regularidade. A qualificação consiste em cortar a barra com superfície curva, perpendicularmente ao seu eixo, na metade do comprimento da solda e nas extremidades terminais da solda. Esses cortes devem ser feitos para um certo número de combinações de dimensões dos materiais, de modo a abranger a gama a ser usada na fabricação, ou como exigido pelo responsável pelo projeto.

Tabela 5 - Espessura da garganta efetiva de soldas de entalhe de penetração parcial

<table>
<tr><th>Processo de soldagem</th><th>Posição de soldagem</th><th>Tipo de chanfro</th><th>Espessura da garganta efetiva</th></tr>
<tr><td>Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) [1]
Arco submerso (SAW) [2]</td><td rowspan="3">Todas</td><td>Chanfro em J ou U</td><td rowspan="2">Profundidade do chanfro</td></tr>
<tr><td>Arco elétrico com Proteção gasosa (GMAW) [3]</td><td>Chanfro em biseI ou chanfro em V, ângulo do chanfro ≥ 60º [5]</td></tr>
<tr><td>Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) [4]</td><td>Chanfro em biseI ou chanfro em V, ângulo do chanfro entre 45º e 60º [5]</td><td>Profundidade do chanfro menos 3 mm</td></tr>
<tr><td colspan="4">NOTAS:
[1] SMAW - Shielded Metal Arc Welding
[2] SAW - Submerged Arc Welding
[3] GMAW - Gas Metal Arc Welding
[4] FCAW - Flux Cored Arc Welding
[5] Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão</td></tr>
</table>

Tabela 6 - Espessura da garganta efetiva da solda em juntas de superfície curva

Tipo de solda	Raio (R) da barra ou de dobramento	Espessura da garganta efetiva
Abertura da junta composta de uma superfície plana e uma curva	Qualquer R	$5\,R\,/\,16$
Abertura da junta composta de duas superfícies curvas	Qualquer R	$R\,/\,2$ [1)]
NOTA: [1)] Usar $3R\,/\,8$ para o processo de arco elétrico com proteção gasosa (exceto no processo de transferência por curto circuito), quando $R \geq 25\,mm$.		

6.2.2.2 Soldas de filete

As seguintes disposições são aplicáveis:

a) a área efetiva de uma solda de filete deve ser calculada como o produto do comprimento efetivo da solda pela espessura da garganta efetiva;

b) a garganta efetiva de uma solda de filete é igual à menor distancia medida da raiz à face plana teórica da solda, exceto para soldas de filete com pernas ortogonais executadas pelo processo de arco submerso, quando a garganta efetiva pode ser acrescida de 3 mm, para soldas de filete com perna maior que 10 mm, e pode ser tomada igual à perna, para soldas de filete com perna igual ou inferior a 10 mm. Perna do filete é o menor dos dois lados, situados nas faces de fusão, do maior triângulo que pode ser inscrito na seção da solda. Raiz da solda é a interseção das faces de fusão;

c) o comprimento efetivo de uma solda de filete, exceto para as situações apresentadas nas alíneas d) e e) a seguir, deve ser igual ao comprimento total da solda de dimensão uniforme, incluindo os retornos nas extremidades;

d) para soldas de filete longitudinais nas ligações extremas de elementos axialmente solicitados, com comprimento superior a 300 vezes a dimensão nominal da solda, o comprimento efetivo deve ser tomado como o comprimento total da solda multiplicado pelo fator de redução β igual a 0,60, e se o comprimento se situar entre 100 e 300 vezes a dimensão nominal da solda, β é dado por:

$$\beta = 1{,}2 - 0{,}002\left(\frac{\ell_w}{b_w}\right) \leq 1{,}0$$

Onde:

ℓ_w é o comprimento total da solda;

b_w é a dimensão nominal da solda, dada em 6.2.6.2.

e) o comprimento efetivo de uma solda de filete em furos ou rasgos deve ser medido ao longo da linha que passa pelos pontos médios das gargantas efetivas uniformes. Se a área de uma solda de filete executada em furo ou rasgo, calculada a partir deste comprimento,

for maior que a área dada em 6.2.2.3, então esta última deverá ser usada como área efetiva da solda de filete.

6.2.2.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

A área efetiva de cisalhamento de uma solda de tampão, em furo ou rasgo, deve ser igual à área nominal da seção transversal do furo ou rasgo no plano das superfícies em contato.

6.2.3 Combinação de tipos diferentes de soldas

Se numa mesma ligação forem usados dois ou mais tipos de solda (entalhe, filete, tampão em furos ou rasgos), a resistência de cálculo de cada um desses tipos deve ser determinada separadamente e referida ao eixo do grupo a fim de se determinar a resistência de cálculo da combinação. Todavia, esse método de compor resistências individuais de soldas não é aplicável a soldas de filete superpostas a soldas de entalhe, devendo se utilizar nos cálculos apenas a resistência das últimas.

6.2.4 Exigências relativas ao metal da solda e aos procedimentos de soldagem

6.2.4.1 Na tabela 7, extraída da AWS D1.1, são apresentados metais base e eletrodos de solda que podem ser usados em procedimentos de soldagem pré-qualificados. Ver também 4.1.1 da AWS D1.1:2002.

6.2.4.2 Para especificações relativas a procedimentos pré-qualificados de soldagem, incluindo temperaturas de pré-aquecimento e interpasses, ver o capítulo 3 da AWS D1.1:2002.

6.2.4.3 Para qualificação de outros procedimentos de soldagem, ver o capítulo 4 da AWS D1.1:2002.

6.2.5 Resistência de cálculo

6.2.5.1 A resistência de cálculo, R_{Rd}, dada pela relação entre a resistência característica R_{Rk} e o coeficiente de ponderação da resistência γ, dos diversos tipos de solda, está indicada na tabela 8. Nesta tabela, A_{MB} é a área teórica da face de fusão, A_w é a área efetiva da solda, f_y é a menor resistência ao escoamento entre os metais base da junta e f_w a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida da tabela A.4 do anexo A. Em nenhuma situação a resistência da solda poderá ser tomada maior que a resistência do metal base.

Tabela 7 – Compatibilidade do metal base com o metal da solda [1), 2)]

	Metal base		Metal da solda compatível			
	ABNT	**ASTM**	**Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW)**	**Arco submerso (SAW)**	**Arco elétrico com proteção gasosa (GMAW)**	**Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW)**
Grupo I	NBR 6648 (CG-24 - t ≤ 20 mm) NBR 6648 (CG-26 - t ≤ 20 mm) NBR 6649 (CF-24) NBR 6649 (CF-26) NBR 6650 (CF-24) NBR 6650 (CF-26) NBR 7007 (MR 250 - t ≤ 20 mm)	A36 (t ≤ 20 mm) A500 Grau A A500 Grau B A570 Grau 40 A570 Grau 45	AWS A5.1 - E60XX, E70XX AWS A5.5 [5)] - E70XX-X	AWS A5.17 - F6XX-EXXX, F6XX-ECXXX, F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 [5)] - F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 [5)] - ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E6XT-X, E6XT-XM, E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 [5)] - E6XTX-X, E6XT-XM, E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo II	NBR 5000 (G-30) NBR 5000 (G-35) NBR 5004 (F32/Q32) NBR 5004 (F35/Q35) NBR 5008 (Classes 1, 2 e 2A - t ≤ 100 mm) [4)] NBR 5920 [4)] NBR 5921 [4)] NBR 7007 (AR-290) NBR 7007 (AR-345) NBR 7007 (AR-COR 345 A ou B) [4)] NBR 8261 (Graus B e C)	A36 (t > 20 mm) A570 Grau 50 A570 Grau 55 A572 Grau 42 A572 Grau 50 A572 Grau 55 A588 (t ≤ 100 mm) [4)] A913 Grau 50 A992	AWS A5.1 - E7015, E7016, E7018, E7028 AWS A5.5 [5)] - E7015-X, E7016-X, E7018-X	AWS A5.17 - F7XX-EXXX, F7XX-ECXXX AWS A5.23 [5)] - F7XX-EXXX-XX, F7XX-ECXXX-XX	AWS A5.18 - ER70S-X, E70C-XC, E70C-XM (exceto -GS) AWS A5.28 [5)] - ER70S-XXX, E70C-XXX	AWS A5.20 - E7XT-X, E7XT-XM (exceto -2, -2M, -3, -10, -13, -14 e -GS e exceto -11 com espessura superior a 12 mm) AWS A5.29 [5)] - E7XTX-X, E7XTX-XM
Grupo III		A913 Grau 60 [3)] A913 Grau 65 [3)]	AWS A5.5 [5)] - E8015-X, E8016-X, E8018-X	AWS A5.23 [5)] - F8XX-EXXX-XX, F8XX-ECXXX-XX	AWS A5.28 [5)] - ER80S-XXX, E80C-XXX	AWS A5.29 [5)] - E8XTX-X, E8XTX-XM

1) Em juntas constituídas de metais base de grupos diferentes, podem ser usados metais da solda compatíveis com o metal base de maior resistência ou de menor resistência, devendo-se usar eletrodos de baixo hidrogênio para a segunda opção. O pré-aquecimento deve ser baseado no grupo de maior resistência.

2) Quando for feito alívio de tensões nas soldas o metal da solda não pode conter mais de 0,05% de vanádio.

3) As limitações do item 5.7 da AWS D1.1:2002, relativas a entrada de calor, não se aplicam ao ASTM A913, graus 60 e 65.

4) Podem ser necessários processos e materiais de soldagem especiais (por exemplo: eletrodos de baixa liga E80XX-X) para atender a características de resistência à corrosão atmosférica e de resistência ao choque do metal base - ver item 3.7.3 da AWS D1.1:2002.

5) Metais de solda dos grupos B3, B3L, B4, B4L, B5, B5L, B6, B6L, B7, B7L, B8, B8L, B9, ou qualquer grau BXH, na AWS A5.5, A5.23, A5.28 e A5.29, não são pré-qualificados.

Tabela 8 – Resistências de cálculo R_{Rk}/γ de soldas

Tipo de solda	Tipo de solicitação e orientação	Resistências de cálculo R_{Rk}/γ [1) 2) 4)]
Soldas de entalhe de penetração total [8)]	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Mesma do metal base
	Tração ou compressão normal à seção efetiva da solda	$R_{Rk} = A_w f_y$ e $\gamma = 1{,}10$ [5) 7)]
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_y$ e $\gamma = 1{,}10$ b) Metal da solda $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_w$ e $\gamma = 1{,}25$
Soldas de entalhe de penetração parcial [8)]	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda [3)]	Mesma do metal base
	Tração normal à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_y$ e $\gamma = 1{,}10$ b) Metal da solda $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_w$ e $\gamma = 1{,}25$
	Compressão normal à seção efetiva da solda	Mesma do metal base
	Cisalhamento paralelo ao eixo da solda, na seção efetiva	Metal da solda [6)] $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_w$ e $\gamma = 1{,}35$
Soldas de filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda [3)]	Mesma do metal base
	Cisalhamento na seção efetiva (a solicitação de cálculo é igual à resultante vetorial de todas as forças de cálculo na junta que produzam tensões normais ou de cisalhamento na superfície de contato das partes ligadas)	Metal da solda [6)] $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_w$ [9)] e $\gamma = 1{,}35$
Soldas de tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento paralelo às superfícies em contato, na seção efetiva	Metal da solda [6)] $R_{Rk} = 0{,}60 A_w f_w$ e $\gamma = 1{,}35$

NOTAS:

[1)] Para definição de áreas efetivas de soldas ver 6.2.2.

[2)] O metal da solda a ser usado para cada metal base é dado na tabela 7.

[3)] Soldas de filete e soldas de entalhe de penetração parcial, ligando os elementos componentes de perfis soldados (mesas e almas), podem ser calculadas sem considerar as tensões de tração ou de compressão nesses elementos, paralelas ao eixo da solda; deverão ser considerados, entretanto, tensões de cisalhamento causadas pelas forças cortantes e os efeitos locais.

[4)] Em soldas sujeitas a tensões não uniformes, a solicitação de cálculo e a resistência de cálculo serão determinadas com base em comprimentos efetivos unitários.

[5)] Neste caso, quando houver duas classes de resistência de metal da solda na tabela 7, só pode ser usada a classe de maior resistência.

[6)] O metal base deve atender ao disposto em 6.5.2 e 6.5.3.

[7)] Para juntas de canto e em T, com chapa de espera não retirada do local da solda, o metal da solda deve ter uma tenacidade mínima de 27 J a 4°C, no ensaio de Charpy com entalhe em V. Pode-se dispensar esta exigência de tenacidade desde que a junta seja dimensionada usando-se o coeficiente de ponderação da resistência e a resistência característica de uma solda de penetração parcial. A mesma exigência de tenacidade é aplicável a emendas soldadas de perfis soldados com espessura de mesa e/ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm (neste caso não há alternativa para dispensar tal exigência).

[8)] Em emendas soldadas de perfis soldados com espessura de mesa e/ou alma superior a 50 mm e de perfis laminados com mesas de espessura superior a 44 mm, deve ser aplicado um pré-aquecimento igual ou superior a 175° C.

[9)] Ver também 6.2.5.2.

6.2.5.2 Para ligações feitas com um grupo de filetes de solda situados em um mesmo plano e sujeitos a ações neste plano, com a resultante das ações passando pelo centro de gravidade do grupo de filetes, a resistência característica R_{Rk} pode ser determinada por:

$$R_{Rk} = 0,6\ f_w \sum_i A_{wi} (1 + 0,5\,\mathrm{sen}^{1,5}\ \theta_i)$$

Onde:

i é o número associado a cada filete do grupo;

A_w e f_w são definidos em 6.2.5.1;

θ é o ângulo entre a resultante das ações e o eixo longitudinal do filete considerado.

6.2.6 Limitações

6.2.6.1 Soldas de entalhe

As espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de entalhe de penetração parcial estão indicadas na tabela 9. A dimensão da solda deve ser estabelecida em função da parte mais espessa soldada, exceto que tal dimensão não necessita ultrapassar a espessura da parte menos espessa, desde que seja obtida a resistência de cálculo necessária. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais usando-se pré-aquecimento. Não podem ser usadas soldas de penetração parcial em emendas de peças fletidas.

Tabela 9 Espessura mínima da garganta efetiva de uma solda de entalhe de penetração parcial

Maior espessura do metal base na junta (mm)	Espessura mínima da garganta efetiva (mm) [1)]
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19 até 37,5	8
Acima de 37,5 até 57	10
Acima de 57 até 152	13
Acima de 152	16
NOTA: [1)] Ver 6.2.2 para definição de garganta efetiva.	

6.2.6.2 Soldas de filete

6.2.6.2.1 A dimensão nominal (dimensão da perna) mínima de uma solda de filete é dada na tabela 10, em função da parte mais espessa soldada, exceto que, no caso de ligações entre mesa e alma de perfis soldados, tal dimensão não precisa ultrapassar a necessária para desenvolver a resistência de cálculo da alma. Para essa exceção e para que se obtenha uma solda de boa qualidade, devem ser tomados cuidados especiais podendo ser necessário usar pré-aquecimento.

Tabela 10 - Dimensão mínima de uma solda de filete

Maior espessura do metal base na junta (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete [1)] (mm)
Abaixo de 6,35 e até 6,35	3
Acima de 6,35 até 12,5	5
Acima de 12,5 até 19	6
Acima de 19	8
NOTA: [1)] Executadas somente com um passe.	

6.2.6.2.2 A dimensão nominal (dimensão da perna) máxima de uma solda de filete que pode ser usada ao longo de bordas de partes soldadas é a seguinte:

a) ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material;

b) ao longo de bordas de material com espessura igual ou superior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material subtraída de 1,5 mm, a não ser que nos desenhos essa solda seja indicada como reforçada durante a execução, de modo a obter a espessura total desejada da garganta..

6.2.6.2.3 O comprimento efetivo mínimo de uma solda de filete (ver 6.2.2.2), dimensionada para uma solicitação de cálculo qualquer, não pode ser inferior a 4 vezes sua dimensão nominal ou, então, essa dimensão nominal não pode ser considerada maior que 25% do comprimento efetivo da solda. Adicionalmente, o comprimento efetivo de uma solda de filete sujeita a qualquer solicitação de cálculo não pode ser inferior a 40 mm.

Quando forem usadas somente soldas de filete longitudinais nas ligações extremas de barras chatas tracionadas, o comprimento de cada filete não pode ser menor que a distância transversal entre eles. Ver também o disposto em 5.2.5.2.

6.2.6.2.4 Podem ser usadas soldas intermitentes de filete, dimensionadas para transmitir solicitações de cálculo, quando a resistência de cálculo exigida for inferior a de uma solda contínua da menor dimensão nominal permitida, e também para ligar elementos de barras compostas. O comprimento efetivo de qualquer segmento de solda intermitente de filete não pode ser menor que 4 vezes a dimensão nominal, nem menor que 40 mm. O uso de soldas intermitentes requer cuidados especiais com flambagens locais e com corrosão.

6.2.6.2.5 O cobrimento mínimo, em ligações por superposição, deve ser igual a 5 vezes a espessura da parte ligada menos espessa e não inferior a 25 mm. Chapas ou barras, ligadas por superposição apenas com filetes transversais e sujeitas a solicitação axial, devem ter soldas de filete ao longo das extremidades de ambas as partes, exceto quando a deformação das partes sobrepostas for suficientemente contida de modo a evitar abertura da ligação por efeito das solicitações de cálculo.

6.2.6.2.6 Terminações de soldas de filete podem se estender até a extremidade ou até as bordas das partes ligadas, ou serem interrompidas próximo destes locais, ou formarem um contorno fechado, exceto como limitado a seguir:

a) para juntas por superposição nas quais uma das partes se estende além de uma borda sujeita a tensões de tração longitudinais, os filetes devem ser interrompidos a uma distância desta borda não inferior à dimensão da perna do filete;

b) para ligações e elementos estruturais com forças cíclicas normais a elementos em projeção, de freqüência e magnitude que tenderiam a causar fadiga progressiva a partir de um ponto na extremidade da solda, os filetes de solda devem contornar os cantos, estendendo-se por uma distância não inferior a duas vezes a dimensão da perna ou à largura da parte ligada, que for menor;

c) para ligações cujo projeto requer flexibilidade de elementos em projeção, se forem usados retornos nas extremidades dos filetes, o comprimento dos retornos não deve exceder quatro vezes a dimensão da perna;

d) filetes de solda ligando enrijecedores transversais a almas de perfis soldados devem ser interrompidos a uma distância da interseção da superfície da solda de composição do perfil com a alma não inferior a quatro vezes nem superior a seis vezes a espessura da alma, exceto quando a extremidade do enrijecedor for soldada à mesa;

e) soldas de filete em lados opostos de um plano comum devem ser interrompidas no canto comum a ambas as soldas.

6.2.6.2.7 Podem ser usadas soldas de filete em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar flambagem (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. Para tais soldas devem ser atendidas as disposições de 6.2.2.2. As soldas de filete em furos ou rasgos não podem ser consideradas como soldas de tampão.

6.2.6.2.8 Podem ser usadas soldas de filete com ângulo entre as faces de fusão compreendido entre 60º e 120º, desde que haja contato entre as partes soldadas através de uma superfície plana (e não apenas de uma aresta). Para outros ângulos não se pode considerar a solda como estrutural; conseqüentemente, é inadequada para transmissão de esforços.

6.2.6.3 Soldas de tampão em furos ou rasgos

Podem ser usadas soldas de tampão em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas às superfícies de contato em ligações por superposição ou para evitar flambagem (ou separação) das partes sobrepostas, e para ligar componentes de barras de seção composta. O diâmetro dos furos para soldas de tampão em furos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. A distância de centro a centro de soldas de tampão em furos deve ser igual ou superior a 4 vezes o diâmetro do furo.

O comprimento do rasgo para soldas de tampão em rasgos não pode ser maior que 10 vezes a espessura da solda. A largura dos rasgos não pode ser inferior à espessura da parte que os contém acrescida de 8 mm, nem maior que 2,25 vezes a espessura da solda. As extremidades desses rasgos devem ter a forma semicircular, ou devem ter cantos arredondados de raio não inferior à espessura da parte que os contêm, exceto aquelas extremidades que se estendem até a borda do elemento soldado. O espaçamento entre as linhas de centro de rasgos, medido na direção transversal ao comprimento dos rasgos, deve ser igual ou superior a 4 vezes a largura do rasgo. A distância de centro a centro de rasgos situados na mesma linha longitudinal ao comprimento dos mesmos, medida sobre essa linha, deve ser igual ou superior a 2 vezes o comprimento dos rasgos. A espessura de soldas de tampão em furos ou rasgos situados em material de espessura

igual ou inferior a 16 mm deve ser igual à espessura desse material. Quando a espessura desse material for maior que 16 mm, a espessura da solda deve ser no mínimo igual à metade da espessura do mesmo material, porém não inferior a 16 mm.

6.3 Parafusos e barras redondas rosqueadas

As prescrições desta Norma referem-se especificamente aos parafusos comuns ASTM A307 e aos parafusos de alta resistência ASTM A325 e A490, com rosca UNC. Entretanto, permite-se o uso de parafusos comuns ISO 898 Classe 4.6 e parafusos de alta resistência ASTM A325M, ASTM A490M, ISO 898 Classe 8.8 e ISO 898 Classe 10.9, desde que, para estes parafusos, todas as exigências apresentadas para os parafusos ASTM similares sejam atendidas, com as devidas adaptações. São também previstas barras redondas rosqueadas, devendo as roscas atender aos requisitos da ASME B18.2.6 com tolerância classe 2A; as porcas das barras redondas rosqueadas devem ser do mesmo material da barra e devem ter dimensões conforme especificado na ASME B18.2.6 para porcas hexagonais.

6.3.1 Parafusos de alta resistência

Em ligações parafusadas com parafusos de alta resistência devem ser atendidos os requisitos da subseção 6.7.

Todos os parafusos de alta resistência devem ser apertados de forma a desenvolver uma força de protensão mínima, dada na tabela 16 e obtida conforme 6.7.4.1, exceto nas seguintes situações, onde admite-se aperto normal:

a) ligações por contato nas quais o escorregamento é permitido;

b) parafusos ASTM A325 sujeitos à tração ou tração e corte, quando não houver flutuações de carga que causem afrouxamento ou fadiga dos parafusos.

Considera-se que o aperto normal pode ser obtido seja por alguns impactos de uma chave de impacto ou pelo esforço máximo de um operário usando uma chave normal, garantindo sempre firme contato entre as partes ligadas. Parafusos montados sem controle de protensão inicial devem ser claramente indicados nos desenhos de projeto, fabricação e montagem.

6.3.2 Áreas de cálculo

6.3.2.1 Área efetiva para pressão de contato

A área efetiva para pressão de contato do parafuso é igual ao diâmetro do parafuso multiplicado pela espessura da chapa considerada. Parafusos com cabeça escareada não são previstos nesta Norma.

6.3.2.2 Área efetiva do parafuso ou barra redonda rosqueada, para tração

A área resistente ou área efetiva de um parafuso ou de uma barra redonda rosqueada (A_{be}), para tração, é um valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca. Nesta Norma esta área é considerada igual a 0,75 A_b, sendo A_b a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou no diâmetro externo da rosca da barra redonda rosqueada, d_b. Em resumo:

$$A_{be} = 0{,}75\, A_b$$

Com:

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$$

6.3.3 Resistência de cálculo em ligações por contato

6.3.3.1 Generalidades

A resistência de cálculo, R_{Rd}, de parafusos deve ser determinada pela relação entre a resistência característica, R_{Rk}, e o coeficiente de ponderação da resistência, γ. Na determinação da solicitação de cálculo, para parafusos sujeitos à tração, além das solicitações externas, deve ser levado em conta o efeito de alavanca, se existir, e excluída a força de protensão decorrente do aperto dos parafusos.

A força adicional de tração, causada pelo efeito de alavanca, no caso de furos padrão, pode ser determinada por:

$$Q = \frac{T_{Sd}\left(b - \frac{d_b}{2}\right) - \frac{pt^2 f_y}{4,44}}{a + \frac{d_b}{2}} \geq 0$$

Onde:

T_{Sd} é a força solicitante de tração de cálculo no parafuso, sem efeito de alavanca;

t é a menor das espessuras t_1 e t_2 das chapas ligadas (figura 12);

f_y é a menor resistência ao escoamento das chapas ligadas (o processo não se aplica se o valor de f_y da chapa de menor espessura for superior ao da chapa de maior espessura);

b e a são as dimensões indicadas na figura 12 (se $a > 1,25\,b$, deve-se usar $a = 1,25\,b$);

d_b é o diâmetro dos parafusos;

p é a largura tributária do parafuso, constituída pela soma das larguras efetivas de cada lado do parafuso, definidas como (figura 12):

- largura efetiva entre dois parafusos: o menor valor entre $(e_1 / 2)$ e $(b + 0,5\,d_b)$;

- largura efetiva entre parafuso extremo e borda da chapa: o menor valor entre $(e2)$ e $(b + 0,5\,d_b)$;

Caso os dois valores de p mostrados na figura 12 sejam diferentes, usar o menor valor.

A força de tração de cálculo total, no parafuso, é igual a $T_{Sd} + Q$.

Se a espessura t for menor que t_{min} dada a seguir, tal espessura é insuficiente; a ligação deve ser alterada e o valor de Q recalculado:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4{,}44 T_{Sd} (b - 0{,}5 d_b)}{p f_y \left(1 + \frac{p - d_h}{p}\right)}}$$

onde d_h é o diâmetro do furo.

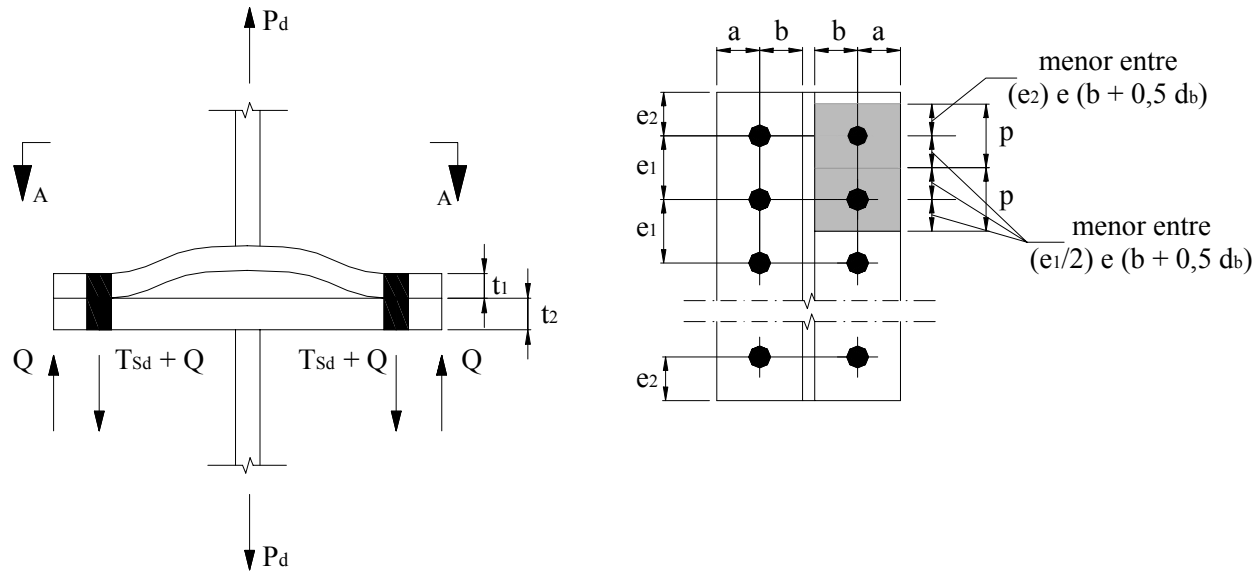


Figura 12 - Efeito de alavanca

No caso específico de ligações a momento com chapa de topo, as solicitações de tração nos parafusos podem ser determinadas, alternativamente, de acordo com o modelo das charneiras plásticas, adotado pelo EUROCODE 3, Parte 1.8 (Ver Joints in Steel Construction: Moment Connections, SCI/BCSA, 1995), com as devidas adaptações.

Para ligações parafusadas com chapas de enchimento ver 6.5.4.

6.3.3.2 Tração

A resistência de cálculo de uma barra redonda tracionada com extremidade rosqueada e de um parafuso tracionado, ambos com diâmetro igual ou superior a 12 mm, é dada por R_{Rkt} / γ, onde $\gamma = 1{,}35$ e

$$R_{Rkt} = A_{be} f_{ub}$$

Onde:

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração especificada no anexo A;

A_{be} é a área efetiva, definida em 6.3.2.2.

No caso de barras redondas rosqueadas o valor de R_{Rkt} deve ser superior ao produto da área da barra fora da rosca pela resistência ao escoamento f_y.

6.3.3.3 Cisalhamento

A resistência de cálculo ao cisalhamento de um parafuso ou barra redonda rosqueada é igual a R_{Rkv} / γ, onde $\gamma = 1{,}35$ (deve ser atendido também o exposto em 6.3.3.4 e 6.3.5):

- para parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte passa pela rosca; parafusos comuns em qualquer situação

$$R_{Rkv} = 0{,}4 A_b f_{ub}$$

- parafusos de alta resistência e barras redondas rosqueadas, quando o plano de corte não passa pela rosca

$$R_{Rkv} = 0{,}5 A_b f_{ub}$$

Onde:

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada à tração especificada no anexo A;

A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b, dada em 6.3.2.2.

Os valores das resistências características apresentados referem-se a apenas um plano de corte.

6.3.3.4 Pressão de contato em furos

A resistência de cálculo à pressão de contato na parede de um furo, já levando em conta a resistência ao rasgamento entre dois furos consecutivos ou entre um furo extremo e a borda, é dada por R_{Rkc} / γ, onde $\gamma = 1{,}35$ e (deve ser atendido também o exposto em 6.3.3.3 e 6.3.5):

a) no caso de furos padrão, furos alargados, furos pouco alongados em qualquer direção e furos muito alongados na direção da força:

- quando a deformação da ligação para solicitações de serviço for uma consideração de projeto

$$R_{Rkc} = 1{,}2 \ell_c t f_u \leq 2{,}4 d_b t f_u$$

- quando a deformação da ligação para solicitações de serviço não for uma consideração de projeto

$$R_{Rkc} = 1{,}5 \ell_c t f_u \leq 3{,}0 d_b t f_u$$

b) no caso de furos muitos alongados na direção perpendicular à da força:

$$R_{Rkc} = 1{,}0 \ell_c t f_u \leq 2{,}0 d_b t f_u$$

Onde:

f_u é a resistência à ruptura do aço à tração;

ℓ_c é a distância livre, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda da parte ligada;

d_b é o diâmetro do parafuso;

t é a espessura da parte ligada.

O uso de furos alargados e furos pouco ou muito alongados na direção da força é restrito a ligações por atrito (ver 6.3.4).

A resistência total é igual à soma das resistências à pressão de contato calculadas para todos os furos.

Em ligações parafusadas nas extremidades de almas de vigas, dimensionadas apenas para o efeito da força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} (sem levar em conta o momento devido à excentricidade), tal força cortante deve ser considerada não só com sua direção real como também com direção perpendicular a esta, para levar em conta a possibilidade de rasgamento da alma entre furo e borda.

6.3.3.5 Tração e cisalhamento combinados

Quando um parafuso ou barra redonda rosqueada estiver sujeito à ação simultânea de tração e cisalhamento, além das verificações para os dois esforços isolados, conforme 6.3.3.2, 6.3.3.3 e 6.3.3.4, deverão ser atendidas também as exigências da tabela 11.

Tabela 11 – Tração e força cortante combinadas

Meio de ligação	Limitação adicional do valor da resistência de cálculo à tração por parafuso ou barra redonda rosqueada
Parafusos ASTM A307	$R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}90\, V_{Sd}$
Parafusos ASTM A325	$R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}90\, V_{Sd}$ [1)] $R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}50\, V_{Sd}$ [2)]
Parafusos ASTM A490	$R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}90\, V_{Sd}$ [1)] $R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}50\, V_{Sd}$ [2)]
Barras redondas rosqueadas em geral	$R_{Rkt} / \gamma \leq 0{,}73\, f_{ub}\, A_b - 1{,}90\, V_{Sd}$
NOTAS: [1)] Plano de corte passa pela rosca. [2)] Plano de corte não passa pela rosca.	

Na tabela 11:

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso ou barra redonda rosqueada especificada no anexo A;

A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada, d_b, dada em 6.3.2.2;

V_{Sd} é a força de cisalhamento de cálculo no plano considerado do parafuso ou barra redonda rosqueada.

6.3.4 Resistência de cálculo de parafusos de alta resistência em ligações por atrito

O projeto de ligações por atrito com parafusos de alta resistência deve ser feito conforme 6.3.4.1 e 6.3.4.2 e deve ainda atender a 6.3.1 e a 6.3.3.

6.3.4.1 Verificação para força cortante de cálculo

6.3.4.1.1 A resistência de cálculo de um parafuso ao escorregamento, R_{rke1} / γ, deve ser igual ou superior à força cortante de cálculo atuante no mesmo. A resistência característica, R_{Rke1}, é dada por:

$$R_{Rke1} = 1{,}13\,\mu\,T_b\,N_s$$

Onde:

T_b é a força de protensão mínima por parafuso, dada na tabela 16;

N_s é o número de planos de deslizamento;

μ é o coeficiente médio de atrito, definido a seguir:

- 0,33 para superfícies classe A, isto é, superfícies laminadas, limpas, isentas de óleos ou graxas, sem pintura;

- 0,50 para superfícies classe B, isto é, superfícies jateadas sem pintura;

  A região mínima das superfícies em contato que deve ficar sem pintura é mostrada esquematicamente na figura 13.

  Superfícies classes A e B podem também ser jateadas e pintadas, desde que o coeficiente médio de atrito seja comprovado por ensaios conforme as prescrições da "Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts"; outros valores de μ podem ser também estabelecidos com base em tais ensaios.

- 0,35 para superfícies classe C, isto é, superfícies galvanizadas a quente com rugosidade aumentada manualmente por meio de escova de aço (não é permitido o uso de máquinas).

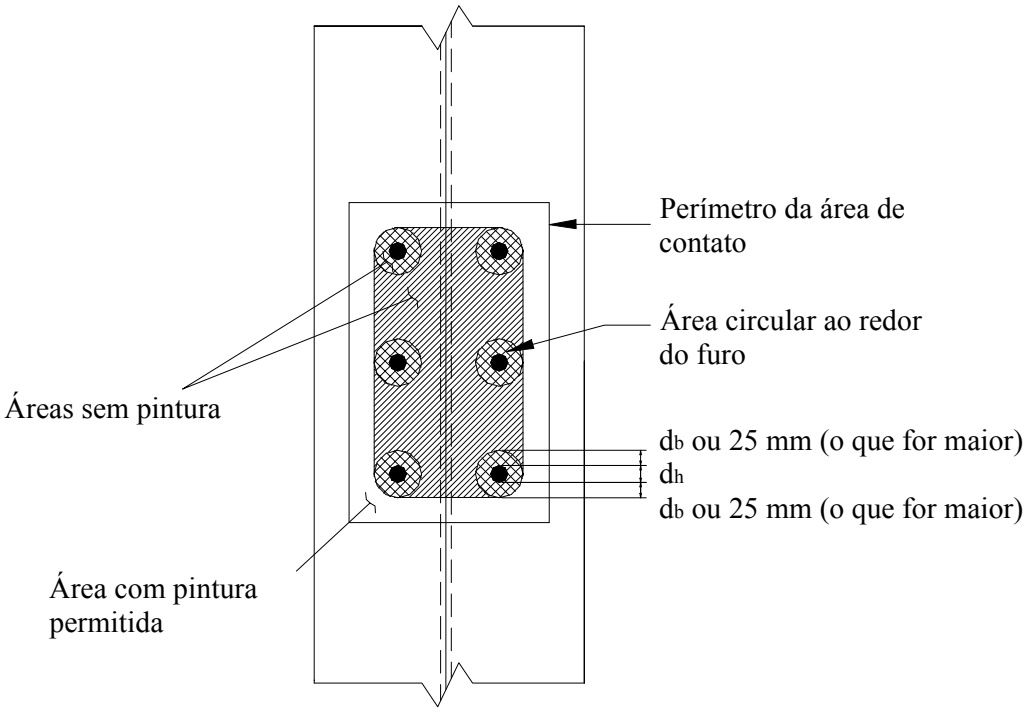


Figura 13 - Superfícies em contato sem pintura

O coeficiente de ponderação da resistência, γ, é igual a:

- 1,00 para furos padrão;
- 1,20 para furos alargados ou pouco alongados;
- 1,45 para furos muito alongados com solicitação transversal ao alongamento do furo;
- 1,65 para furos muito alongados com solicitação na direção do alongamento do furo.

Calços com espessura máxima de 6 mm, ainda que contenham furos alongados até uma borda (“finger shims”), conforme figura 14, podem ser usados em ligações por atrito com furos padrão, mantendo-se o coeficiente de ponderação da resistência igual a 1,00.

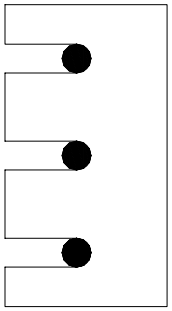


Figura 14 - Calços com furos alongados até uma borda

6.3.4.1.2 Quando uma ligação por atrito for sujeita a uma força de tração N_{Sd}, que reduz a força de protensão, a resistência ao escorregamento, R_{Rke1} / γ, dada em 6.3.4.1.1, deve ser multiplicada pelo seguinte fator:

$$1 - \frac{N_{Sd}}{1{,}13\, T_b\, n_b}$$

Onde:

N_{Sd} é o valor de cálculo da força de tração que solicita o parafuso;

T_b é a força de protensão mínima por parafuso, dada na tabela 16;

n_b é o número de parafusos que suportam a força N_{Sd}.

6.3.4.2 Verificação para força cortante característica

6.3.4.2.1 A resistência de cálculo de um parafuso ao escorregamento é dada por R_{Rke2} / γ, onde o coeficiente de ponderação da resistência, γ, é igual a 1,00 e a resistência característica, R_{Rke2}, é:

$$R_{Rke2} = F_v\, A_b$$

Onde:

F_v é a resistência característica ao corte em ligações por atrito, dada na tabela 12; os valores de F_v da tabela são baseados em superfícies classe A com coeficiente de atrito $\mu = 0{,}33$ (para outros tipos de superfície, o valor de F_v deve ser obtido por meio de ensaios).

A_b é a área bruta, baseada no diâmetro do parafuso, d_b, dada em 6.3.2.2.

Tabela 12 - Resistência característica ao corte em ligações por atrito, F_v, em megapascal (cada plano de corte)

Tipo de parafuso	Furos padrão	Furos alargados e furos pouco alongados	Furos muito alongados	
			Perpendiculares à direção da força	Paralelos à direção da força
ASTM A325	117	103	83	69
ASTM A490	145	124	103	90

6.3.4.2.2 Quando uma ligação por atrito for sujeita a uma força de tração, que reduz a força de protensão, a resistência ao escorregamento, R_{Rke2} / γ, dada em 6.3.4.2.1, deve ser multiplicada pelo seguinte fator:

$$1 - \frac{N_{Sk}}{0{,}80\, T_b\, n_b}$$

Onde:

N_{Sk} é o valor característico da força de tração que solicita o parafuso;

T_b é a força de protensão mínima por parafuso, dada na tabela 16;

n_b é o número de parafusos que suportam a força N_{Sk}.

6.3.5 Dimensões e uso de furos

6.3.5.1 As dimensões máximas de furos devem obedecer ao indicado na tabela 13, no entanto, furos de maiores diâmetros podem ser usados nas placas de apoio de pilares, para levar em conta as tolerâncias de locação de chumbadores em bases de concreto, usando-se arruelas especialmente dimensionadas para tal situação.

6.3.5.2 Nas ligações parafusadas entre barras devem ser usados furos padrão, a não ser que seja aprovado pelo responsável pelo projeto o uso de furos alargados ou alongados.

6.3.5.3 Nas ligações com furos alargados ou alongados devem ser observados os tipos de ligação permitidos e as limitações indicadas na tabela 14.

Tabela 13 – Dimensões máximas de furos para parafusos e barras redondas rosqueadas

	Diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada d_b	Diâmetro do furo padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões de um furo pouco alongado	Dimensões um furo muito alongado
Dimensões em milímetro	≤ 24	$d_b + 1{,}5$	$d_b + 5$	$(d_b + 1{,}5) \times (d_b + 6)$	$(d_b + 1{,}5) \times 2{,}5 d_b$
	27	28,5	33	$28{,}5 \times 35$	$28{,}5 \times 67{,}5$
	≥ 30	$d_b + 1{,}5$	$d_b + 8$	$(d_b + 1{,}5) \times (d_b + 9{,}5)$	$(d_b + 1{,}5) \times 2{,}5 d_b$
Dimensões em polegada	$\leq 7/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 3/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 1/4)$	$(d_b + 1/16) \times 2{,}5\, d_b$
	1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 × 1 5/16	1 1/16 × 2 1/2
	$\geq 1\,1/8$	$d_b + 1/16$	$d_b + 5/16$	$(d_b + 1/16) \times (d_b + 3/8)$	$(d_b + 1/16) \times 2{,}5\, d_b$

Tabela 14 – Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	Arruelas [1)]
Alargado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação	Endurecidas, sobre furos alargados em chapas externas da ligação
Pouco alongado	Por atrito	Em qualquer uma ou em todas as chapas de ligação. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Sobre furos pouco alongados em chapas externas da ligação devem ser usadas arruelas; tais arruelas devem ser endurecidas quando os parafusos forem de alta resistência.
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	
Muito alongado	Por atrito	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Qualquer posição, independentemente da direção da solicitação	Arruelas de chapa ou barras chatas contínuas, de aço estrutural, com espessura mínima de 8mm e com furos padrão, devem ser usadas sobre furos muito alongados em chapas externas. Tais arruelas ou barras devem ter dimensões suficientes para cobrir totalmente os furos alongados após a instalação dos parafusos. Quando for necessário usar arruelas endurecidas (ver 6.7.4.2 e [1)]), estas serão colocadas sobre aquelas arruelas de chapas ou barras contínuas
	Por contato	Em somente uma das partes da ligação, para a mesma superfície de contato. Maior dimensão normal à direção da solicitação	

NOTA:

[1)] Quando forem usados parafusos ASTM A490 de diâmetro superior a 25,4 mm, em furos alongados ou alargados, nas chapas externas da ligação, deverão ser usadas arruelas endurecidas de acordo com a ASTM F436, porém, de espessura mínima igual a 8 mm, em lugar das arruelas padrão.

6.3.6 Pega longa e ligações de grande comprimento

Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência, montados com protensão inicial, quando o comprimento de pega excede $5\,d_b$ o número necessário de parafusos ou barras redondas rosqueadas deve ser aumentado 1 por cento para cada 1,5 mm adicionais de pega (d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada). Quando ligações por contato, usadas em emendas de barras tracionadas, tiverem um comprimento superior a 1270 mm na direção da força externa, a força cortante solicitante de cálculo, V_{Sd}, nos parafusos, bem como a solicitação de cálculo usada para verificar pressão de contato em furos, serão multiplicadas por 1,25 para levar em conta a distribuição não uniforme da força externa pelos parafusos.

6.3.7 Espaçamento mínimo entre furos

A distância entre centros de furos padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a $2{,}7\,d_b$, de preferência $3\,d_b$, sendo d_b o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada.

Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a d_b.

6.3.8 Distância mínima de um furo às bordas

6.3.8.1 Furos padrão

A distância do centro de um furo padrão a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado na tabela 15, na qual d_b é o diâmetro do parafuso ou barra redonda rosqueada.

6.3.8.2 Furos alargados ou alongados

A distância do centro de um furo alargado ou alongado a qualquer borda de uma parte ligada não pode ser inferior ao valor indicado para furos padrão, dado na tabela 15, acrescido de βd_b sendo d_b o diâmetro do parafuso e β definido como a seguir:

- $\beta = 0$ para furos alongados na direção paralela à borda considerada;

- $\beta = 0{,}12$ para furos alargados;

- $\beta = 0{,}20$ para furos pouco alongados na direção perpendicular à borda considerada;

- $\beta = 0{,}75$ para furos muito alongados na direção perpendicular à borda considerada (se o comprimento do furo muito alongado for inferior ao dado na tabela 13, o produto βd_b pode ser reduzido de uma quantia igual à metade da diferença entre o comprimento dado na tabela e o comprimento real).

Tabela 15 - Distância mínima [1] do centro de um furo padrão à borda

Diâmetro d_b		Borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico [2] (mm)
Polegada	Milímetro		
1/2		22	19
5/8	16	29	22
3/4		32	26
	20	35	27
7/8	22	38 [3]	29
	24	42 [3]	31
1		44	32
1 1/8	27	50	38
	30	53	39
1 1/4		57	42
	36	64	46
> 1 1/4	> 36	1,75 d_b	1,25 d_b

NOTAS:

[1] São permitidas distâncias inferiores às da tabela, desde que as equações aplicáveis de 6.3.3.4 sejam satisfeitas.

[2] Nesta coluna, as distâncias podem ser reduzidas de 3 mm, quando o furo está em um ponto onde a solicitação de cálculo não exceda 25% da resistência de cálculo.

[3] Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas e chapas de extremidade para ligações flexíveis, esta distância pode ser igual a 32 mm.

6.3.9 Espaçamento máximo entre furos e distância máxima de um furo às bordas

6.3.9.1 Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso (ou barra redonda rosqueada) mais próximo até essa borda não pode exceder 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.

6.3.9.2 O espaçamento máximo entre parafusos que ligam uma chapa a um perfil ou a outra chapa, em contato contínuo, deve ser determinado como a seguir.

a) em elementos não sujeitos a corrosão, pintados ou não, o espaçamento não pode exceder 24 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 300 mm;

b) para elementos de aço resistente à corrosão atmosférica, não pintados, o espaçamento não pode exceder 14 vezes a espessura da parte ligada menos espessa, nem 180 mm.

6.4 Pinos

6.4.1 Generalidades

Os momentos fletores num pino devem ser calculados admitindo-se que as tensões de contato entre o pino e as partes conectadas sejam uniformemente distribuídas ao longo da espessura de cada parte. Se o pino passa através de chapas com espessura maior que a metade do diâmetro do pino, deve-se levar em consideração a variação das tensões de contato através da espessura das chapas, e os momentos fletores no pino devem ser determinados de acordo com esta distribuição de tensões.

6.4.2 Resistência de cálculo

6.4.2.1 Resistência de cálculo à flexão

A resistência de cálculo do pino ao momento fletor é dada por M_{Rk} / γ, onde o coeficiente de ponderação da resistência, γ, é igual a 1,10 e a resistência característica M_{Rk} é:

$$M_{Rk} = 1{,}2\, W\, f_y$$

onde W é o módulo resistente elástico da seção do pino e f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

6.4.2.2 Resistência de cálculo à força cortante

A resistência de cálculo do pino à força cortante é dada por V_{Rk} / γ, onde o coeficiente de ponderação da resistência, γ, é igual a 1,10 e a resistência característica V_{Rk} é:

$$V_{Rk} = 0{,}60\, A_w\, f_y$$

onde A_w é a área efetiva de cisalhamento da seção do pino, igual a 0,75 A_g, onde A_g é a área bruta do pino e f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

6.4.2.3 Resistência de cálculo ao esmagamento

A resistência de cálculo do pino ao esmagamento é dada por R_{Rk} / γ, onde o coeficiente de ponderação da resistência, γ, é igual a 1,35 e a resistência característica R_{Rk} é:

$$R_{Rk} = 1{,}5\, f_y$$

onde f_y é a resistência ao escoamento do material do pino.

A solicitação de cálculo a ser considerada é a máxima tensão de contato de cálculo, para distribuição uniforme ou não.

6.5 Elementos de ligação

6.5.1 Generalidades

A presente subseção é aplicável ao dimensionamento de elementos de ligação, tais como: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos e todas as partes das peças ligadas, afetadas localmente pela ligação.

6.5.2 Ligações excêntricas

Os eixos que passam pelos centros de gravidade das seções transversais de barras axialmente solicitadas e que se encontram num nó devem, de preferência, se interceptar num ponto comum. Caso contrário, devem ser levados em conta o momento e a força cortante devidos à excentricidade na ligação.

6.5.3 Resistências de cálculo

6.5.3.1 Regra geral

Todos os elementos de ligação (inclusive partes afetadas de barras) devem ser dimensionados de forma que suas resistências de cálculo R_{Rk} / γ, correspondentes a cada estado limite aplicável, sejam iguais ou superiores às respectivas solicitações de cálculo.

Particular atenção deve ser dada no dimensionamento dos elementos de ligação de forma a evitar todos os tipos possíveis de flambagem na região da ligação. Para os estados limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida, as tensões atuantes de cálculo, determinadas com base nas combinações de ações de cálculo (ou nas exigências de resistência mínima da ligação) e com base nas regiões efetivamente resistentes (áreas líquidas não podem ser tomadas maiores do que 85% das áreas brutas correspondentes), não podem ultrapassar as seguintes resistências de cálculo:

a) para escoamento por tensões normais

$$\gamma = 1{,}10 \qquad R_{Rk} = f_y$$

b) para escoamento por tensões de cisalhamento

$$\gamma = 1{,}10 \qquad R_{Rk} = 0{,}6\, f_y$$

c) para ruptura por tensões normais

$$\gamma = 1{,}35 \qquad R_{Rk} = f_u$$

d) para ruptura por tensões de cisalhamento

$$\gamma = 1{,}35 \qquad R_{Rk} = 0{,}6\, f_u$$

onde f_y é a resistência ao escoamento e f_u a resistência à ruptura do material à tração.

Em ligações soldadas, as tensões de cálculo nos elementos de ligação, na zona adjacente à solda, podem ser determinadas através da proporção inversa das espessuras do metal base e da(s) garganta(s) efetiva(s) da solda, desde que tais tensões nos elementos sejam constantes através da espessura das mesmas.

Na verificação de ruptura de chapas de ligação deve ser usada a área líquida efetiva, quando aplicável, conforme exposto em 5.2.

6.5.3.2 Colapso por rasgamento

Colapso por rasgamento é um estado limite no qual a resistência é determinada pela soma da resistência a cisalhamento em uma linha de falha e da resistência à tração em um segmento perpendicular. Deve ser verificado junto a ligações em extremidades de vigas com a mesa recortada para encaixe e em situações similares, tais como em barras tracionadas e chapas de nó (figura 15). Quando a resistência à ruptura por tração da seção líquida for usada para determinar a resistência de um segmento, o escoamento por cisalhamento da seção bruta será usado no segmento perpendicular e vice-versa. A resistência de cálculo ao colapso por rasgamento é dada por R_{Rk}/γ, onde γ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,35 e R_{Rk} é a resistência característica, dada por:

a) quando $f_u A_{nt} \geq 0{,}6 f_u A_{nv}$

$$R_{Rk} = [0{,}6 f_y A_{gv} + f_u A_{nt}] \leq [0{,}6 f_u A_{nv} + f_u A_{nt}]$$

b) quando $f_u A_{nt} < 0{,}6 f_u A_{nv}$

$$R_{Rk} = [0{,}6 f_u A_{nv} + f_y A_{gt}] \leq [0{,}6 f_u A_{nv} + f_u A_{nt}]$$

Onde:

A_{gv} é a área bruta sujeita à cisalhamento;

A_{gt} é a área bruta sujeita à tração;

A_{nv} é a área líquida sujeita à cisalhamento;

A_{nt} é a área líquida sujeita à tração.

Em situações como as mostradas nas figuras 15-e e 15-f, a superposição de valores elevados de tensões normais e de cisalhamento no metal base adjacente à solda, nas chapas A e B,

respectivamente, torna necessária a aplicação de um critério de resistência para determinar as tensões equivalentes; entretanto, alternativamente, pode-se determinar as tensões de cálculo nas regiões do metal base adjacentes à solda, multiplicando as tensões resultantes de cálculo na solda por $2a/t_A$ (para chapa A) e por $2a/2t_B$ (para chapa B), considerando as tensões assim obtidas como de cisalhamento, independentemente de sua direção, sendo a a garganta efetiva da solda de filete.

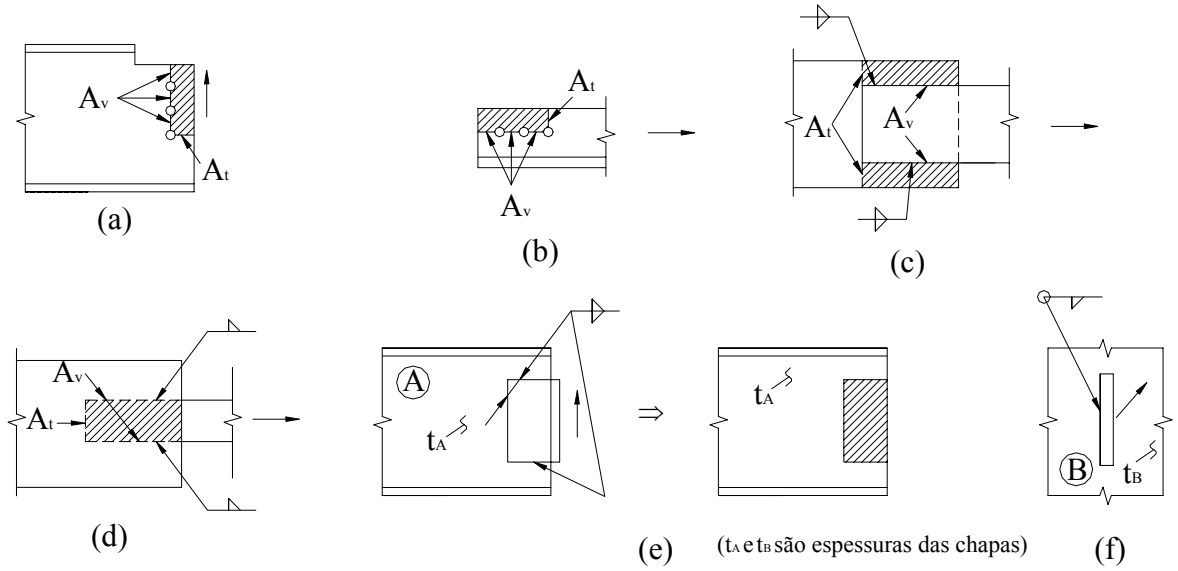


Figura 15 - Exemplos de colapso por rasgamento

6.5.4 Chapas de enchimento

6.5.4.1 Nas ligações soldadas, qualquer chapa de enchimento de espessura igual ou superior a 6 mm deve se estender além das bordas da chapa de ligação e ser soldada à parte onde deve ser fixada, com solda suficiente para transmitir a força de cálculo que age na chapa de ligação, aplicada como carga excêntrica na superfície da chapa de enchimento (figura 16). As soldas que ligam a chapa de ligação à chapa de enchimento devem ser suficientes para transmitir a força de cálculo que age na chapa de ligação e ser de comprimento suficiente de forma que não seja ultrapassada a resistência de cálculo da chapa de enchimento ao longo da aresta da solda. Quando a espessura da chapa de enchimento for inferior a 6 mm, suas bordas deverão coincidir com as bordas da chapa de ligação e a dimensão da perna do filete de solda deverá ser igual à soma da dimensão da perna necessária para transmitir a força de cálculo que age na chapa de ligação com a espessura da chapa de enchimento (figura 17).

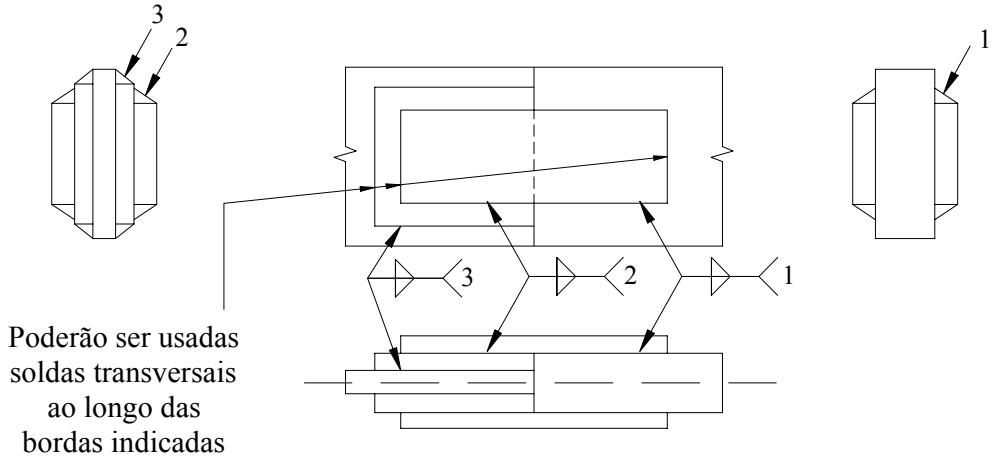


Figura 16 - Chapa de enchimento com espessura igual ou superior a 6 mm

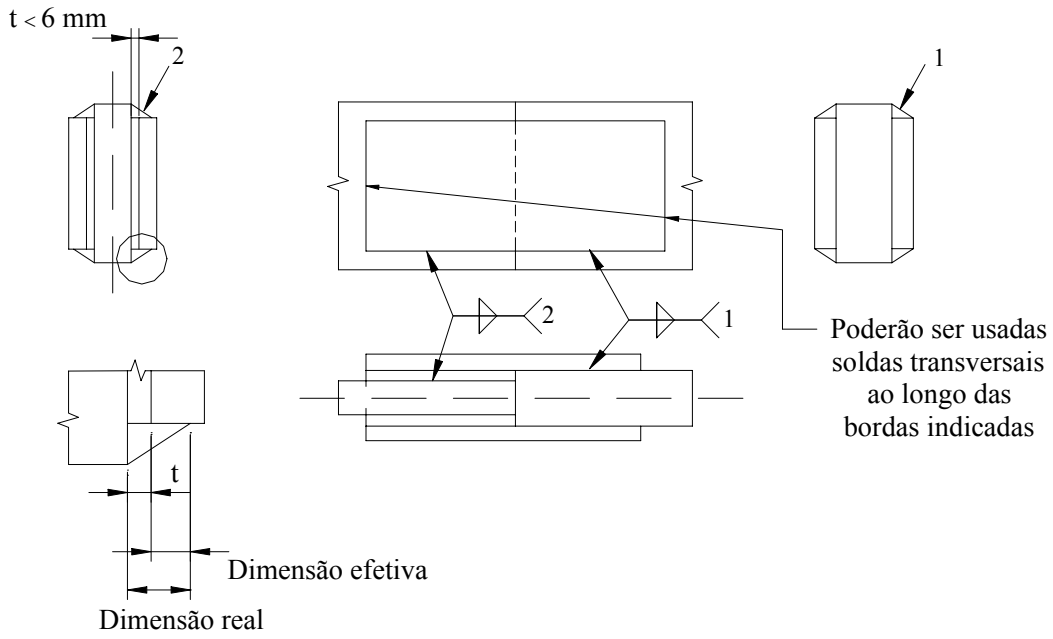


Figura 17 - Chapa de enchimento com espessura inferior a 6 mm

6.5.4.2 Quando forem usadas chapas de enchimento com furos padrão em ligações parafusadas, e essas chapas tiverem uma soma t_s de espessuras igual ou inferior a 6 mm, a resistência de cálculo dos parafusos ao corte poderá ser usada sem redução. Caso t_s ultrapasse 6 mm, deve-se atender uma das exigências a seguir:

- quando t_s for igual ou inferior a 19 mm, a resistência de cálculo dos parafusos ao corte (e ao esmagamento) em ligações por contato deve ser multiplicada pelo fator $[1 - 0{,}0157(t_s - 6)]$, sendo t_s tomada em milímetros;

- as chapas de enchimento devem se estender além do material de ligação e essa extensão deve possuir parafusos em número suficiente para distribuir a força total que atua no elemento suporte, de maneira uniforme, sobre a seção combinada desse elemento suporte e do enchimento (ver figura 18);

- ao invés da extensão, pode ser acrescentado, na ligação, um número de parafusos equivalente ao previsto em b) (ver figura 18 na qual as forças indicadas nos grupos de parafusos correspondem às resultantes das forças de contato que os parafusos aplicam nas chapas).

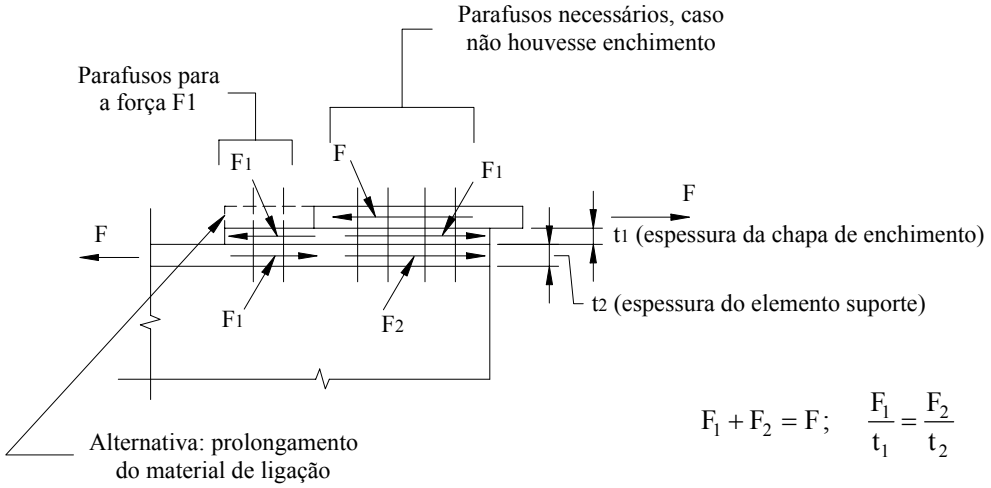


Figura 18 - Chapa de enchimento em ligações parafusadas

6.6 Pressão de contato

6.6.1 Resistência à pressão de contato

A resistência de cálculo, R_{Rk}/γ, nas superfícies em contato depende das várias formas e condições dessas superfícies, como indicado em 6.6.2 a 6.6.5.

6.6.2 Superfícies usinadas

Em superfícies usinadas, incluindo-se o caso de enrijecedores com extremidades ajustadas para contato com a mesa e o caso de pinos através de furos mandrilados ou broqueados, toma-se o coeficiente de ponderação da resistência, γ, igual a 1,35 e a resistência característica ao esmagamento, R_{Rk}, igual a:

$$R_{Rk} = 1{,}8\, A\, f_y$$

Onde:

A é a área de contato (área projetada no caso dos pinos);

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato.

6.6.3 Superfícies não usinadas

Em superfícies não usinadas, a transmissão da pressão deve ser feita através de ligação soldada. Para determinação das resistências de cálculo ver 6.2 e 6.5.

6.6.4 Aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas

A resistência de cálculo à pressão de contato de aparelhos de apoio cilíndricos maciços sobre superfícies planas usinadas deve ser obtida usando o coeficiente de ponderação da resistência, γ, igual a 1,35 e a resistência característica ao esmagamento do cilindro, R_{Rk}, igual a:

- se $d \leq 635\,mm$

$$R_{Rk} = \frac{1{,}2\,(f_y - \sigma)\,\ell\,d}{20}$$

- se $d > 635\,mm$

$$R_{Rk} = \frac{6{,}0\,(f_y - \sigma)\,\ell\,\sqrt{d\,d_{aux}}}{20}$$

Onde:

d é o diâmetro do cilindro;

f_y é a menor resistência ao escoamento das partes em contato;

$\sigma = 90$ MPa (com a devida conversão no caso de outra unidade);

ℓ é o comprimento do cilindro;

$d_{aux} = 25{,}4$ mm (com a devida conversão no caso de outra unidade).

6.6.5 Pressão de contato sobre apoios de concreto

A resistência de cálculo à pressão de contato, na área A_1 da região carregada sob placas de apoio, deve ser determinada usando-se o coeficiente de ponderação da resistência, γ, igual a 1,65 (a solicitação de cálculo deve ser expressa em termos de tensão de compressão).

A resistência característica, R_{Rk}, pressupondo que, na face do concreto oposta àquela em contato com a placa de apoio, a pressão se distribua por toda a área da face e que a distância entre tais faces opostas seja a maior das três dimensões principais do bloco de concreto, é dada por (figura 19):

a) quando a superfície de concreto se estende além da placa de apoio e seu contorno é homotético com relação à região carregada:

$$R_{Rk} = 0{,}85\,f_{ck}\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1{,}70\,f_{ck}$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

A_1 é a área carregada sob a placa de apoio;

A_2 é a área da superfície de concreto;

b) quando os contornos não forem homotéticos, o valor R_{Rk} pode ser determinado pela expressão anterior, porém, a área A_2 deve ser calculada conforme indicado na figura 19.

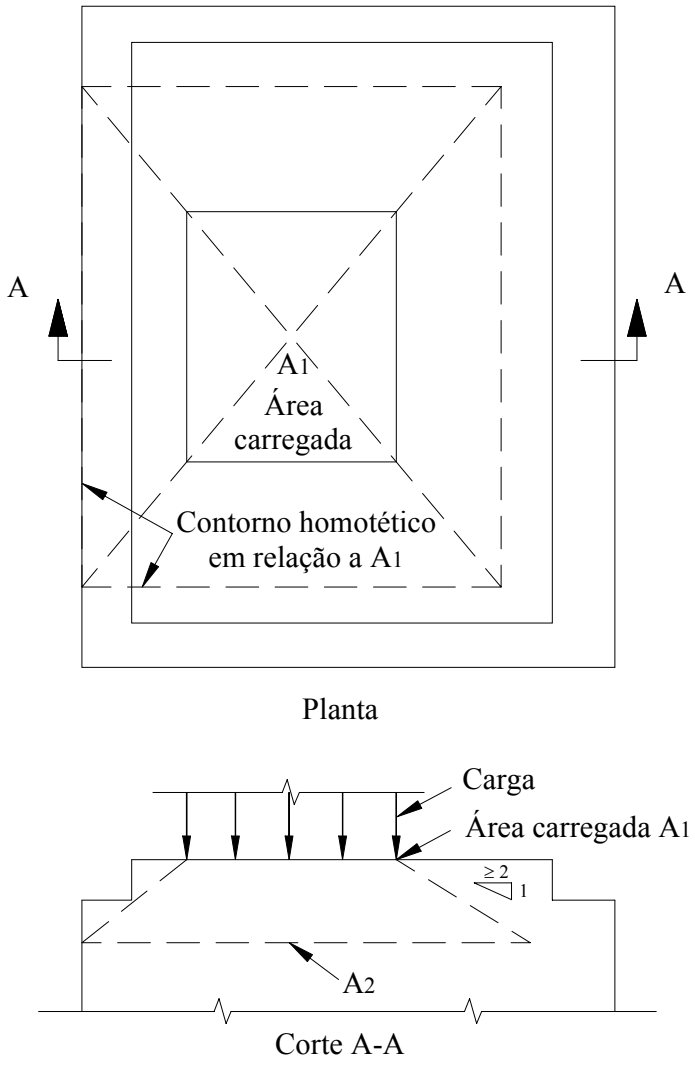


Figura 19 - Pressão de contato sobre apoios de concreto

6.7 Projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência

6.7.1 Generalidades

6.7.1.1 Esta subseção refere-se ao projeto, à montagem e à inspeção de ligações feitas com parafusos de alta resistência ASTM A325 e ASTM A490.

6.7.1.2 As ligações destinadas a transferir forças paralelas à superfície de contato das partes ligadas poderão ser por atrito ou, alternativamente, por contato. As ligações nas quais o deslizamento seja altamente prejudicial e aquelas que estiverem sujeitas a forças repetitivas, com reversão de sinal deverão ser por atrito.

6.7.2 Parafusos, porcas e arruelas

6.7.2.1 Os parafusos deverão estar em conformidade com as atuais especificações da ASTM A325 "Standard specification for structural bolts, steel, heat-treated, 120/105 ksi minimum tensile strength", ou da ASTM A490 "Standard specification for heat-treated steel structural bolts, 150 ksi minimum tensile strength". A especificação ASTM A325 prevê 3 tipos de parafusos de alta resistência, um dos quais com resistência à corrosão atmosférica comparável a do aço ASTM A588. O responsável pelo projeto deve especificar o tipo dos parafusos a serem utilizados. Para exigências relativas ao uso de parafusos ASTM A325 galvanizados, ver a ASTM A325; parafusos ASTM A490 não podem ser galvanizados.

6.7.2.2 As dimensões dos parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações da ASME B18.2.6 para parafusos estruturais pesados, de cabeça hexagonal. O comprimento do parafuso deve ser tal que, após a instalação, sua extremidade coincida com ou ultrapasse a face externa da porca; para isto é necessário dar uma folga no cálculo do comprimento, de modo a compensar as tolerâncias de execução do parafuso e da estrutura.

6.7.2.3 As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as atuais especificações da ASME B18.2.6 para porcas hexagonais pesadas.

6.7.2.4 Podem ser usados outros tipos de parafusos, desde que satisfaçam as prescrições relativas a material, processo de fabricação e composição química constantes das especificações ASTM A325 ou ASTM A490, que atendam aos requisitos de propriedades mecânicas dessas mesmas especificações, com comprovações por ensaios em escala natural, e também que tenham diâmetro do fuste e áreas de contato sob a cabeça e porca, ou suas equivalentes, não inferiores aos valores correspondentes às exigências de 6.7.2.2 e 6.7.2.3 para um parafuso e porca de mesmas dimensões nominais. Os métodos de instalação e inspeção podem diferir dos indicados respectivamente em 6.7.4.3, 6.7.4.4, 6.7.4.5 e 6.7.5; neste caso, tais métodos devem ser documentados por especificação detalhada, sujeita à aprovação do engenheiro responsável pelo projeto.

6.7.2.5 As arruelas planas circulares e arruelas biseladas quadradas devem estar em conformidade com as últimas especificações da ASTM F436 "Standard Specification for Hardened Steel Washers". As dimensões das arruelas são especificadas na ASME B18.2.6.

6.7.3 Partes parafusadas

6.7.3.1 Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal ao eixo do parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por quaisquer materiais que não sejam aços estruturais, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados, subpuncionados e alargados, ou broqueados.

6.7.3.2 Quando montadas, todas as superfícies da ligação, incluindo as adjacentes às cabeças dos parafusos, porcas e arruelas, devem estar isentas de escamas de laminação (exceto aquelas firmemente aderidas ao material), rebarbas, sujeiras ou qualquer outra matéria estranha que impeça o perfeito contato entre as partes.

6.7.3.3 As superfícies de contato em ligações por atrito deverão atender ao exposto em 6.3.4.1.

6.7.4 Instalação dos parafusos

6.7.4.1 Força de protensão mínima de aperto

Os parafusos de alta resistência devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão (T_b) adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado, independentemente da ligação ser por atrito ou por contato, exceto nas situações mencionadas 6.3.1. Esta força de protensão é fornecida na tabela 16 para os parafusos ASTM e equivale a aproximadamente 70% da resistência característica à tração do parafuso, dada em 6.3.3.2. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou do indicador direto de tração (ver 6.7.4.3, 6.7.4.4 e 6.7.4.5).

Tabela 16 - Força de protensão mínima em parafusos ASTM

Diâmetro d_b		T_b (kN)	
Polegada	Milímetro	ASTM A325	ASTM A490
1/2		53	66
5/8		85	106
	16	91	114
3/4		125	156
	20	142	179
	22	176	221
7/8		173	216
	24	205	257
1		227	283
	27	267	334
1 1/8		250	357
	30	326	408
1 1/4		317	453
	36	475	595
1 1/2		460	659

Se necessário, em função das condições de acesso ao parafuso e das folgas para manuseio da ferramenta, o aperto pode ser dado girando-se a cabeça do parafuso e impedindo a porca de girar. Quando forem usadas chaves de impacto, sua capacidade deverá ser adequada e seu suprimento de ar deverá ser suficiente para obter-se o aperto desejado de cada parafuso em aproximadamente 10 segundos.

6.7.4.2 Arruelas

Adicionalmente às exigências de 6.7.3.1 e da tabela 14, deverão ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

a) sob o elemento que gira (porca ou cabeça do parafuso) durante o aperto, no caso de parafusos A490 apertados pelo método da rotação da porca e no caso de parafusos A325 ou A490 apertados com chave calibrada (isto é, por controle de torque);

b) sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafusos A490, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com resistência ao escoamento inferior a 280 MPa .

6.7.4.3 Aperto pelo método da rotação da porca

Quando for usado o método de aperto pela rotação da porca para aplicar a força de protensão mínima especificada na tabela 16, deve haver número suficiente de parafusos na condição de pré-torque, de forma a garantir que as partes estejam em pleno contato. A condição de pré-torque é definida como o aperto obtido após poucos impactos aplicados por uma chave de impacto, ou pelo esforço máximo aplicado por um operário usando uma chave normal. Após esta operação inicial, devem ser colocados parafusos nos furos restantes e tais parafusos também levados a condição de pré-torque. Todos os parafusos da ligação deverão então receber um aperto adicional, através da rotação aplicável da porca, como indicado na tabela 17, devendo esta operação começar na parte mais rígida da ligação e prosseguir em direção às bordas livres. Durante essa operação, a parte oposta àquela em que se aplica a rotação não pode girar.

6.7.4.4 Aperto com chave calibrada

Quando forem usadas chaves calibradas, elas devem ser reguladas para fornecer uma protensão pelo menos 5% superior à protensão mínima dada na tabela 16. As chaves devem ser calibradas pelo menos uma vez por dia de trabalho, para cada diâmetro de parafuso a instalar. Elas devem ser recalibradas quando forem feitas mudanças significativas no equipamento ou quando for notada uma diferença significativa nas condições de superfície dos parafusos, porcas e arruelas. A calibração deve ser feita através do aperto de três parafusos típicos de cada diâmetro, retirados do lote de parafusos a serem instalados, em um dispositivo capaz de indicar a tração real no parafuso. Na calibração deve ser certificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem escolhida não produza uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-torque, superior à indicada na tabela 17. Caso sejam usadas chaves manuais com torquímetro, quando o torque for atingido as porcas deverão estar em movimento de aperto. Durante a instalação de vários parafusos na mesma ligação, aqueles já apertados previamente devem ser testados com a chave e reapertados caso tenham "folgado" durante o aperto de parafusos subseqüentes, até que todos os parafusos atinjam o aperto desejado.

Tabela 17. Rotação da porca a partir da posição de pré-torque

Comprimento do parafuso (medido da parte inferior da cabeça à extremidade)	Disposição das faces externas das partes parafusadas		
	Ambas as faces normais ao eixo do parafuso	Uma das faces normal ao eixo do parafuso e a outra face inclinada não mais que 1:20 (sem arruela biselada)	Ambas as faces inclinadas em relação ao plano normal ao eixo do parafuso não mais que 1:20 (sem arruelas biseladas)
Inferior ou igual a 4 diâmetros	1/3 de volta	1/2 volta	2/3 de volta
Acima de 4 diâmetros até no máximo 8 diâmetros, inclusive	1/2 volta	2/3 de volta	5/6 de volta
Acima de 8 diâmetros até no máximo 12 diâmetros [2)]	2/3 de volta	5/6 de volta	1 volta

NOTAS:

[1)] A rotação da porca é considerada em relação ao parafuso, sem levar em conta o elemento que está sendo girado (porca ou parafuso). Para parafusos instalados com 1/2 volta ou menos, a tolerância na rotação é de mais ou menos 30º, para parafusos instalados com 2/3 de volta ou mais, a tolerância na rotação é de mais ou menos 45º.

[2)] Nenhuma pesquisa foi feita para estabelecer o procedimento a ser usado para aperto pelo método da rotação da porca, para comprimentos de parafusos superiores a 12 diâmetros. Portanto, a rotação necessária deverá ser determinada por ensaios em um dispositivo adequado que meça a tração, simulando as condições reais.

6.7.4.5 Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

É permitido apertar parafusos pelo uso de um indicador direto de tração, desde que possa ficar demonstrado, por um método preciso de medida direta, que o parafuso ficou sujeito à força mínima de protensão dada na tabela 16, após o aperto.

6.7.4.6 Reutilização de parafusos

Os parafusos A490 e os parafusos A325 galvanizados não podem ser reutilizados.

Os demais parafusos A325 podem ser reutilizados uma vez, se houver aprovação do engenheiro responsável. O reaperto de parafusos previamente apertados e que se afrouxarem durante o aperto de parafusos vizinhos não é considerado como reutilização.

6.7.5 Inspeção

6.7.5.1 O inspetor deverá assegurar que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos de 6.7.2, 6.7.3 e 6.7.4. O inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibração de chaves, conforme prescrito em 6.7.4.4.

6.7.5.2 O inspetor deverá observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto foi escolhido está sendo seguido de forma adequada, devendo verificar se todos os parafusos estão apertados. Parafusos apertados pelo método da rotação da porca podem atingir protensões substancialmente mais altas que as recomendadas na tabela 16, sem que isso constitua motivo para rejeição.

6.7.5.3 Quando for usado o método do indicador direto de tração, o inspetor deverá observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi aprovado está sendo usado devidamente, e deverá verificar se foi atingida a protensão correta conforme tabela 16.

6.7.5.4 Quando houver diferenças de opinião quanto aos resultados de inspeção da força de protensão obtida pelo método de rotação da porca ou da chave calibrada, a seguinte inspeção de arbitragem deve ser usada, a menos que outro procedimento tenha sido especificado:

a) o inspetor deve usar uma chave de inspeção com torquímetro;

b) três parafusos do mesmo tipo, diâmetro (com um comprimento que seja representativo dos parafusos usados na estrutura) e condições daqueles sob inspeção, devem ser colocados individualmente em um dispositivo de calibração capaz de indicar a tração no parafuso. A superfície sob a parte a ser girada durante o aperto de cada parafuso deve ser igual à superfície correspondente da estrutura, isto é, deve existir uma arruela sob a parte que gira, caso sejam usadas arruelas na estrutura, ou, se estas não forem usadas, o material adjacente à parte que gira deve ser da mesma especificação do material correspondente na estrutura;

c) cada parafuso, especificado na alínea b), deve ser apertado no dispositivo de calibração por qualquer método conveniente, até atingir uma condição inicial com aproximadamente 15% do valor da protensão exigida para o parafuso na tabela 16, e a seguir até atingir o valor daquela protensão. O aperto dado após a condição inicial não pode resultar em rotação da porca maior que a permitida na tabela 17. A chave de inspeção deve então ser aplicada ao parafuso que foi apertado, devendo ser determinado o torque necessário para girar a porca ou a cabeça de 5 graus, no sentido de aperto. O torque médio obtido nos ensaios de três parafusos deve ser tomado como torque de inspeção da obra a ser usado da maneira especificada na alínea d) seguinte;

d) os parafusos representados pela amostra obtida como na alínea b), e que tenham sido apertados na estrutura, devem ser inspecionados pela aplicação, no sentido do aperto, da chave de inspeção e seu respectivo torque de inspeção da obra; isto deve ser feito em 10% dos parafusos, porém, em não menos de dois, escolhidos aleatoriamente em cada ligação. Se nenhuma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção da obra, a ligação deve ser aceita como adequadamente apertada. Se alguma porca ou cabeça de parafuso girar pela aplicação do torque de inspeção, esse torque deve ser aplicado a todos os parafusos da ligação, e todos os parafusos cuja porca ou cabeça girarem pela aplicação do torque de inspeção da obra devem ser apertados e reinspecionados ou, alternativamente, o fabricante ou montador, a sua escolha, poderá reapertar todos os parafusos na ligação, resubmetendo-a à inspeção especificada.

7 Condições específicas para o dimensionamento de elementos mistos aço-concreto

7.1 Os elementos estruturais mistos aço-concreto previstos por esta Norma são vigas, pilares e lajes.

7.2 O dimensionamento das vigas mistas aço-concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do anexo Q.

7.3 O dimensionamento dos pilares mistos aço-concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do anexo R.

7.4 O dimensionamento das lajes mistas aço-concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do anexo S.

8 Condições específicas para o dimensionamento de ligações mistas

O dimensionamento das ligações mistas aço-concreto deve ser feito de acordo com as prescrições do anexo T.

9 Considerações adicionais de resistência

9.1 Generalidades

Além dos requisitos das seções 5, 6, 7 e 8, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas condições, dentre os quais destacam-se: fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

9.2 Fadiga

9.2.1 Barras e ligações sujeitas aos efeitos de fadiga devem ser dimensionadas de acordo com os requisitos do anexo M.

9.2.2 Raramente barras ou ligações em edifícios não industriais necessitam ser dimensionadas para fadiga, pois as variações de ação nas estruturas desses edifícios ocorrem somente um pequeno número de vezes durante o período de vida útil ou produzem apenas pequenas flutuações de tensões.

9.2.3 A ocorrência dos efeitos máximos, em edifícios, de vento ou terremoto, é de pouca freqüência e não merece considerações de fadiga. Todavia, estruturas suportes de pontes rolantes e de máquinas são freqüentemente sujeitas a condições de fadiga.

9.3 Empoçamento

Quando a inclinação de uma cobertura ou de um piso de edifício sujeito ao recebimento de água de chuva for inferior a 3%, verificações adicionais devem ser feitas para assegurar que não ocorrerá colapso estrutural causado pelo peso próprio da água acumulada em virtude das flechas dos materiais de fechamento e dos componentes estruturais (ver 11.6).

9.4 Fratura frágil

Em algumas situações de ligações e detalhes sujeitos a estados triplos de tração, causados por entalhes, tensões residuais, etc., principalmente a baixas temperaturas, poderá ocorrer fratura frágil. Para evitar esse tipo de estado limite, é necessário que no dimensionamento sejam usados detalhes intrinsecamente dúcteis. Devem ser evitados transições bruscas, tensões residuais excessivas e materiais soldados excessivamente espessos.

9.5 Temperaturas elevadas

As estruturas de aço e mistas devem ser, sempre que necessário, dimensionadas para os efeitos de temperaturas elevadas de origem operacional ou acidental (como no caso de incêndios). Neste

último caso, deve ser feito o dimensionamento em situação de incêndio de acordo com a NBR 14323.

10 Condições adicionais de projeto

10.1 Generalidades

Devem ser incluídas no projeto considerações a respeito de contraflechas, de proteção contra corrosão nos componentes de aço e de durabilidade.

10.2 Contraflechas

10.2.1 As contraflechas que forem necessárias devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Geralmente, a treliças de vão igual ou superior a 24 m, devem ser aplicadas contraflechas aproximadamente iguais à flecha resultante das ações permanentes diretas características. Para vigas de rolamento de vão igual ou superior a 20 m, geralmente deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante das ações permanentes diretas características mais 50% das ações variáveis características. Quaisquer outras contraflechas, por exemplo, as necessárias para compatibilizar deformações da estrutura com os elementos de acabamento da obra, devem ser determinadas para os casos específicos tratados.

10.2.2 As vigas e treliças que forem detalhadas sem indicação de contraflecha devem ser fabricadas de modo que as pequenas deformações, resultantes da laminação ou da fabricação, fiquem voltadas para cima após a montagem. Se a aplicação da contraflecha exigir que o elemento da estrutura seja montado sob deformação imposta por meios externos, isso deve ser indicado nos desenhos de montagem.

10.3 Corrosão nos componentes de aço

10.3.1 Os componentes de aço da estrutura devem ser dimensionados para tolerar corrosão ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na sua resistência ou no seu desempenho da estrutura.

10.3.2 A proteção contra corrosão nos aços não resistentes à corrosão atmosférica pode ser obtida por camadas de proteção ou outros meios eficazes, seja isoladamente ou em combinação. Aços resistentes à corrosão também devem ser protegidos, quando não for garantida a formação da película protetora ou quando a perda de espessura prevista durante a vida útil não for tolerável. Alternativamente, poderá ser usada uma sobrespessura de corrosão adequada para a vida útil prevista para a edificação e a agressividade do meio.

10.3.3 A corrosão localizada, passível de ocorrer quando existir retenção de água, condensação excessiva, ou causada por outros fatores, deve ser minimizada por projeto e detalhamento adequados. Onde necessário, deve ser prevista drenagem eficiente da água.

10.3.4 Se a proteção contra corrosão especificada para estruturas expostas a intempéries, ou a outros ambientes nos quais possa ocorrer corrosão progressiva, exigir manutenção ou renovação durante o período de vida útil da estrutura (ver 10.4), o aço assim protegido deve ter uma espessura mínima de 5 mm (excluindo-se as fôrmas de aço das lajes mistas aço-concreto, calços e chapas de enchimento).

10.3.5 Os ambientes internos de edifícios, condicionados para o conforto humano, podem ser considerados em geral como não corrosivos. Todavia, a necessidade de proteção contra a corrosão deve ser avaliada em cada caso e, se necessário, essa proteção deve ser dada.

10.3.6 A proteção contra corrosão nas superfícies internas de peças cujo interior é permanentemente vedado contra a penetração de oxigênio externo é considerada desnecessária.

10.4 Diretrizes para durabilidade

10.4.1 As estruturas de aço e mistas devem ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época do projeto, e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem a segurança, a estabilidade e a aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

10.4.2 Por vida útil de projeto entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos ambientais.

10.4.3 O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Desta forma, determinadas partes da estrutura podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

10.4.4 Para assegurar que a estrutura mantenha suas características durante o período de vida útil de projeto, os elementos de aço, inclusive os integrantes das estruturas mistas devem ser devidamente protegidos contra corrosão (ver 10.3), e quaisquer outros fatores de agressividade, quando isto for necessário, sendo que tal proteção deve sofrer um processo de inspeção periódica. As partes de concreto e sua armadura, integrantes das estruturas mistas, devem obedecer aos requisitos relacionados à durabilidade da NBR 6118.

10.4.5 Dependendo do porte da construção e da agressividade do meio e de posse das informações dos projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, deve ser produzido por profissional habilitado um manual de utilização, inspeção e manutenção. Este manual deve especificar de forma clara e objetiva os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva necessárias para garantir a vida útil prevista para a estrutura.

11 Estados limites de utilização

11.1 Generalidades

A ocorrência de um estado limite de utilização pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionabilidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

11.2 Bases para projeto

11.2.1 Os valores limites a serem impostos ao comportamento da estrutura, e que garantem sua plena utilização, devem ser escolhidos levando-se em conta as funções previstas para a estrutura e para os materiais a ela vinculados.

11.2.2 Cada estado limite de utilização deve ser verificado utilizando-se combinações de ações de utilização (ver 4.7.3) associadas ao tipo de resposta pesquisada.

11.3 Deslocamentos

11.3.1 Os deslocamentos de barras da estrutura e de conjuntos de elementos estruturais, incluindo pisos, coberturas, divisórias, paredes externas, etc., não podem ultrapassar os valores limites estipulados no anexo C.

11.3.2 Os deslocamentos laterais da estrutura e os movimentos horizontais relativos entre pisos, devidos à combinações de ações de utilização (ver 4.7.3), não podem provocar colisão com edificações adjacentes, nem ultrapassar os valores limites estipulados no anexo C.

11.4 Vibrações

11.4.1 Vigas de apoios de pisos de grandes áreas que não possuem paredes divisórias ou outras formas de amortecimento, onde vibrações transientes devidas ao caminhar de pessoas possam ser inaceitáveis, deverão ser dimensionadas levando-se em consideração tal tipo de vibração, conforme o anexo W.

11.4.2 Equipamentos mecânicos que possam produzir vibrações contínuas indesejáveis devem ser isolados de forma a reduzir ou eliminar a transmissão de tais vibrações para a estrutura. Vibrações desse tipo devem ser levadas em conta também na verificação de estados limites últimos, incluindo fadiga. Outras fontes de vibrações contínuas são veículos e atividades humanas tais como a dança. Ver o anexo W para estados limites de utilização e o anexo M para fadiga.

11.4.3 Para vibrações devidas ao vento, ver o anexo X. Vibrações deste tipo devem ser levadas em conta também na verificação dos estados limites últimos, incluindo fadiga (ver anexo B, subseção B.4, e anexo M).

11.5 Variações dimensionais

Devem ser tomadas medidas para que as variações dimensionais de uma estrutura e de seus elementos, devidas à variação de temperatura e a outros efeitos, não prejudiquem a utilização da estrutura.

11.6 Empoçamento de água em coberturas e pisos

11.6.1 Todas as coberturas e pisos de edifícios sujeitos ao recebimento de água de chuva, com inclinação inferior a 5%, devem ser verificados para assegurar que a água não venha a se acumular em poças. Nesta verificação, devem ser levados em conta possíveis imprecisões construtivas e recalques de fundação, flechas dos materiais de fechamento e dos componentes estruturais, incluindo os efeitos de contraflecha.

11.6.2 Contraflechas em vigas podem contribuir significativamente para evitar empoçamento, assim como a colocação de pontos de saída de água em número e posições adequados.

11.7 Fissuração do concreto

11.7.1 Nas vigas mistas, tensões de tração na laje de concreto podem provocar fissuras que prejudiquem a proteção da armadura quanto à corrosão ou afetem negativamente a aparência ou o uso da edificação.

11.7.2 As prescrições relacionadas ao controle das fissuras que podem ocorrer nas condições citadas em 11.7.1, encontram-se no anexo U.

12 Fabricação, montagem e controle de qualidade

12.1 Generalidades

12.1.1 Documentos de projeto

Todos os documentos do projeto devem atender às exigências mínimas da seção 4.

12.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura

Os símbolos indicativos de soldas usados nos desenhos e as exigências de inspeção da estrutura devem obedecer às Normas AWS.

12.1.3 Alterações de projeto

As modificações que se fizerem necessárias no projeto, durante os estágios de fabricação ou montagem da estrutura, devem ser feitas somente com a permissão do responsável pelo projeto, devendo os documentos técnicos pertinentes ser corrigidos coerentemente com aquelas modificações.

12.2 Fabricação da estrutura e pintura de fábrica

12.2.1 Fabricação

12.2.1.1 Desempeno do material

12.2.1.1.1 Antes do seu uso na fabricação, os materiais laminados devem estar desempenados dentro das tolerâncias de fornecimento. Caso essas tolerâncias não estejam sendo atendidas, é permitido executar trabalho corretivo pelo uso de aquecimento controlado e/ou desempeno mecânico, sujeito às limitações desta Norma. Aquecimento e meios mecânicos são também permitidos para obter-se as pré-deformações desejadas.

12.2.1.1.2 A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não deve ser superior a 650°C para os aços de uso permitido por esta Norma.

12.2.1.2 Corte por meios térmicos

As bordas cortadas por meios térmicos devem obedecer às exigências do item 5.15.4 da AWS D1.1:2002, com exceção das bordas livre que estarão sujeitas a tensão estática de tração, que deverão estar isentas de depressões com profundidade superior a 5 mm e de entalhes. Depressões maiores que 5 mm e entalhes deverão ser removidos por esmerilhamento ou reparados por solda.

Os cantos reentrantes, exceto os de recortes de mesa de vigas para ligações e os de aberturas de acesso para soldagem, devem obedecer às exigências do item 5.16 da AWS D1.1:2002. Se outra exigência for especificada, deve estar contida nos documentos contratuais.

Os recortes de mesa de vigas para ligações e as aberturas de acesso para soldagem devem obedecer aos requisitos geométricos dados em 6.1.14. Além disso, quando tais recortes ou aberturas forem executados em perfis dos Grupos 4 e 5 da ASTM A6/A6M ou em perfis

soldados com materiais de espessura superior a 50 mm, deve ser dado um pré-aquecimento com temperatura de pelo menos 66°C antes do corte.

12.2.1.3 Aplainamento de bordas

Não é necessário aplainar ou dar acabamento às bordas de chapas ou perfis cortados com serra, tesoura ou maçarico, a menos que haja indicação em contrário em desenhos ou em especificações de preparação de bordas. O uso de bordas cortadas com tesoura deve ser evitado em locais sujeitos à formação de rótulas plásticas; se forem usadas, essas bordas devem ter acabamento liso, obtido por esmeril, goiva ou plaina. As rebarbas devem ser removidas para permitir o ajustamento das partes que serão parafusadas ou soldadas ou quando representarem risco durante a construção ou após seu término.

12.2.1.4 Construção parafusada

12.2.1.4.1 Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro do parafuso acrescido de 3 mm, os furos podem ser puncionados. Para maiores espessuras, os furos devem ser broqueados com seu diâmetro final, podendo também ser subpuncionados ou sub-broqueados com diâmetro menor e posteriormente usinados até o diâmetro final. A matriz para todos os furos subpuncionados ou a broca para todos os furos sub-broqueados deve ter no mínimo 3,5 mm a menos que o diâmetro final do furo. Nos locais sujeitos à formação de rótulas plásticas, os furos nas áreas tracionadas devem ser subpuncionados e usinados até o diâmetro final, ou broqueados com o diâmetro final. Quando aplicável, esse requisito deve constar dos desenhos da estrutura. Não é permitido o uso de maçarico para a abertura de furos.

12.2.1.4.2 Durante a parafusagem, devem ser colocados pinos ou parafusos provisórios para manter a posição relativa das peças estruturais antes de sua fixação definitiva. Espinas só podem ser utilizadas para assegurar o posicionamento das peças componentes dos conjuntos durante a montagem, não sendo permitido seu uso para, por meio de deformação, forçar a coincidência de furos, alargá-los, ou distorcer o material. Coincidência insuficiente de furos deve ser motivo de rejeição de peças. A montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência devem ser feitas de acordo com 6.7.

12.2.1.5 Construção soldada

A técnica a ser empregada na soldagem, a execução, a aparência e a qualidade das soldas, bem como os métodos usados na correção de defeitos, devem estar de acordo com a AWS D 1.1.

12.2.1.6 Acabamento de superfícies que transmitem esforços de compressão por contato

As ligações que transmitem esforços de compressão por contato devem ter suas superfícies de contato preparadas para se obter perfeito assentamento, usando-se usinagem, corte com serra ou outros meios adequados.

12.2.1.7 Tolerâncias dimensionais

As tolerâncias dimensionais devem atender aos requisitos indicados em P.6.4 (anexo P).

12.2.1.8 Acabamento de bases de pilares e placas de base

As bases dos pilares e as placas de base devem ser acabadas de acordo com os seguintes requisitos:

a) placas de base laminadas, de espessura igual ou inferior a 50 mm, podem ser usadas sem usinagem, desde que seja obtido apoio satisfatório por contato; placas de base laminadas com espessura superior a 50 mm, porém inferior a 100 mm, podem ser desempenadas por pressão, ou aplainadas em todas as superfícies de contato, a fim de se obter apoio satisfatório por contato, exceto nos casos indicados nas alíneas b) e c) a seguir; placas de base laminadas com espessura superior a 100 mm, assim como base de pilares e outros tipos de placas de base, devem ser aplainadas em todas as superfícies de contato, exceto nos casos indicados nas alíneas b) e c) a seguir;

b) a face inferior de placas de base, que forem grauteadas para garantir pleno contato com o concreto da fundação, não necessita de aplainamento;

c) a face superior de placas de base não necessita de aplainamento se forem usadas soldas de penetração total entre tais placas e o pilar.

12.2.2 Pinturas de fábrica

12.2.2.1 Requisitos gerais

A pintura de fábrica e a preparação das superfícies devem estar de acordo com os requisitos do anexo P.

As partes das peças de aço que transmitem esforços ao concreto por aderência não podem ser pintadas; exceto nesse caso e nos casos onde a pintura for desnecessária (ver 10.3), em toda a estrutura deverá ser aplicada, na fábrica, pelo menos uma camada de “primer”.

12.2.2.2 Superfícies inacessíveis

Exceto para superfícies de contato, as superfícies que se tornarão inacessíveis após a fabricação devem ser limpas e pintadas, de acordo com as especificações de pintura do projeto, antes de tal fato ocorrer.

12.2.2.3 Superfícies de contato

Não há limitações quanto à pintura de superfícies no caso de ligações com parafusos trabalhando por contato. Outras superfícies de contato, incluindo os casos de ligações parafusadas por atrito e as superfícies que transmitem esforços de compressão por contato, exceto em casos especiais como os citados em 6.3.4.1.1, devem ser limpas conforme o anexo P, sem serem pintadas, se o contato for ocorrer durante a fabricação; se o contato for ocorrer só na montagem, tais superfícies devem ser limpas conforme especificações do projeto e, se elas forem usinadas, devem receber uma camada inibidora de corrosão, de um tipo que possa ser facilmente removido antes da montagem, ou de um tipo que não necessite ser removido, observando-se, entretanto, o disposto em 12.2.2.4.

12.2.2.4 Superfícies adjacentes a soldas de campo

A menos que haja outra especificação, as superfícies a serem soldadas no campo, numa faixa de 50 mm de cada lado da solda, devem estar isentas de materiais que impeçam a soldagem adequada ou que produzam gases tóxicos durante a operação de soldagem. Após a soldagem tais superfícies deverão receber a mesma limpeza e proteção previstas para toda a estrutura.

12.3 Montagem

12.3.1 Alinhamento de bases de pilares

As bases de pilares devem ser niveladas e posicionadas na elevação correta, estando em pleno contato com a superfície de apoio.

12.3.2 Cuidados na montagem

12.3.2.1 A estrutura deve ser montada alinhada, nivelada e aprumada, dentro das tolerâncias indicadas no anexo P. Todas as peças da estrutura recebidas na obra devem ser armazenadas e manuseadas de tal forma que não sejam submetidas a tensões excessivas, nem sofram danos. Deve ser usado contraventamento temporário, sempre que necessário, de acordo com o anexo P, para absorver todas as forças a que a estrutura possa estar sujeita durante a construção, incluindo as decorrentes de vento e equipamentos. O contraventamento deve permanecer montado, sem ser danificado, o tempo que for necessário para a segurança da estrutura. Toda vez que houver acúmulo de material, forças de equipamento ou de outras naturezas sobre a estrutura, durante a montagem, devem ser tomadas medidas para que sejam absorvidas as solicitações correspondentes.

12.3.2.2 Na montagem, a estrutura deve ser parafusada ou soldada com segurança, de forma que possa absorver toda a ação permanente, o vento e as ações de montagem.

12.3.3 Alinhamento

As ligações permanentes soldadas ou parafusadas só devem ser completadas depois que a parte da estrutura, que vai se tornar rígida após a execução de tais ligações, seja devidamente alinhada, nivelada e aprumada. Entretanto, a segurança durante a montagem deve ser garantida a todo momento.

12.3.4 Ajustagem de ligações comprimidas em pilares

Podem ser aceitas frestas não superiores a 1,5 mm, em emendas de pilares transmitindo esforços de compressão por contato, independentemente do tipo de emenda usado (parafusada ou soldada com penetração parcial). Se a fresta for maior que 1,5 mm, porém inferior a 6 mm, e se for verificado que não existe suficiente área de contato, a fresta será preenchida com calços de aço de faces paralelas. Esses calços podem ser de aço carbono, mesmo que o aço da estrutura seja de outro tipo.

12.3.5 Pintura final

A responsabilidade pelos retoques de pintura (incluindo limpeza anterior à pintura) durante e após a montagem, bem como pela pintura final da estrutura como um todo, deve ser explicitada no contrato. A pintura final deve atender aos requisitos do anexo P.

12.4 Controle de qualidade

12.4.1 Generalidades

O fabricante deve estabelecer métodos de controle de qualidade, dentro do rigor que julgar necessário, para garantir que todo o trabalho seja executado de acordo com a presente Norma. Além dos procedimentos de controle de qualidade do fabricante, o material e a qualidade do

serviço devem ficar permanentemente sujeitos à inspeção por parte de inspetores qualificados representantes do comprador. Se for requerida tal inspeção pelos representantes do comprador, estel fato deve constar dos documentos de licitação da estrutura.

12.4.2 Cooperação

Toda a inspeção por parte dos representantes do comprador, tanto quanto possível deve ser feita na fábrica ou no local onde o trabalho está sendo executado. O fabricante deverá cooperar com o inspetor, permitindo seu acesso a todos os locais onde está sendo executado o serviço. O inspetor do comprador deve estabelecer seu cronograma de inspeção de modo que sejam mínimas as interrupções do serviço do fabricante.

12.4.3 Rejeição

O material ou o serviço que não atenderem aos requisitos da presente Norma podem ser rejeitados a qualquer instante durante a execução do serviço. O fabricante deve receber cópias de todos os relatórios de inspeção fornecidos ao comprador pela fiscalização,

12.4.4 Inspeção de soldas

A inspeção das soldas deve ser feita de acordo com os requisitos da AWS D1.1. A inspeção visual que for necessária deverá ser especificada nos documentos de licitação e do projeto. Quando forem necessários ensaios não destrutivos, o processo, a extensão, a técnica e os padrões de aceitação deverão ser claramente definidos nos documentos de licitação e do projeto.

12.4.5 Identificação do aço

O fabricante deve ser capaz de demonstrar por procedimento escrito e na prática um método de aplicação e identificação do material, visível pelo menos durante as operações de união dos elementos componentes de um conjunto a ser transportado por inteiro. Pelo método de identificação deve ser possível verificar a correta aplicação do material quanto a:

a) designação da especificação;

b) número da corrida do aço, se exigido;

c) relatórios de ensaios necessários para atender a exigências especiais.

Anexo A (normativo)
Aços estruturais e materiais metálicos de ligação

A.1 Generalidades

A.1.1 As recomendações deste anexo aplicam-se aos aços estruturais e materiais metálicos de ligação normalmente empregados nas estruturas de aço e mistas aço-concreto.

A.1.2 A substituição de qualquer material feita durante a fase de fabricação ou de montagem deverá ter obrigatoriamente a aprovação do responsável pelo projeto.

A.2 Aços estruturais

A.2.1 O aço estrutural a ser empregado na estrutura deverá ser novo, devendo o comprador especificar o grau de corrosão aceitável para a superfície do aço, A, B, C ou D:

A - Superfícies inteiramente cobertas por escamas de laminação aderentes à superfície, apresentando pouco ou nenhum sinal de corrosão;

B - Superfícies que apresentam início de corrosão e perda de escamas de laminação;

C - Superfícies que já perderam toda a escama de laminação ou que possuem escamas facilmente removíveis, apresentando também poucos poros varioliformes visíveis a olho nu;

D - Superfícies que já perderam toda a escama de laminação, apresentando um número considerável de poros varioliformes a olho nu.

Para especificações mais detalhadas sobre aparência e acabamento de superfícies, consultar a norma SSPC-Vis1 ou a norma SIS 05 59 00.

A.2.2 Ensaios de impacto e de resistência à fratura frágil só precisam ser solicitados quando as condições de serviço da estrutura exigirem.

A.2.3 Propriedades mecânicas

Na tabela A.1 são dadas as resistências ao escoamento (f_y) e à ruptura (f_u) para os aços estruturais especificados por normas brasileiras e na tabela A.2 para alguns aços estruturais de uso freqüente especificados pela ASTM.

Tabela A.1 - Aços ABNT para usos estruturais [1)]

NBR 7007			NBR 6648			NBR 6649 / NBR 6650		
Aços carbono e microligados para uso estrutural e geral			**Chapas grossas de aço carbono para uso estrutural**			**Chapas finas de aço carbono para uso estrutural (a frio/a quente)**		
Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
MR-250	250	400	CG-24	235	380	CF-24	240	370
AR-290	290	415	CG-26	255	410	CF-26	260	400 [2)]
AR-345	345	450						410 [3)]
AR-COR-345-A ou B	345	485						

NBR 5000			NBR 5004			NBR 5008			
Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica			**Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica**			**Chapas grossas e bobinas grossas, de aço de baixa, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural - requisitos**			
Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Classe/ grau	Faixa de espessura	f_y (MPa)	f_u (MPa)
G-30	300	415	F-32/Q-32	310	410	1, 2 e 2A	$t \leq 19$	345	480
G-35	345	450	F-35/Q-35	340	450		$19 < t \leq 40$	315	460
							$40 < t \leq 100$	290	435

NBR 5920 / NBR 5921			NBR 8261				
Chapas finas e bobinas, de aço de baixa liga, resistentes à corrosão atmosférica, para uso estrutural (a frio/ a quente)			**Perfil tubular de aço carbono, formado a frio, com e sem costura, de seção circular ou retangular, para usos estruturais**				
Classe/grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Classe/grau	Seção circular		Seção retangular	
				f_y (MPa)	f_u (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Laminados a frio / bobinas a quente	310	450	B	290	400	317	400
Laminados a quente (não fornecidas em bobinas)	340	480	C	317	427	345	427

NOTAS:

[1)] Limitações de espessura: ver norma correspondente
[2)] Laminados a frio
[3)] Laminados a quente

Tabela A.2 Aços ASTM para usos estruturais

Classificação	Denominação	Produto	Grupo [1) 2)]	Grau	f_y (MPa)	f_u (MPa)
Aços carbono	A36	Perfis	1 e 2	-	250	400 a 550
		Chapas	$t \leq 200$ mm			
		Barras [3)]	$t \leq 100$ mm			
	A500	Perfis	3	A	230	310
				B	290	400
	A570	Chapas	-	40	275	380
				45	310	415
				50	345	450
				55	380	480
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica	A572	Perfis	1 e 2	42	290	415
				50	345	450
		Chapas e barras [3)]	$t \leq 150$ mm	42	290	415
			$t \leq 100$ mm	50	345	450
				55	380	485
	A992 [4)]	Perfis	1 e 2	-	345 a 450	450
Aços de baixa liga e alta resistência mecânica resistentes à corrosão atmosférica	A242	Perfis	1	-	345	480
			2	-	315	460
		Chapas e barras [3)]	$t \leq 19$ mm	-	345	480
			$19 < t \leq 38$ mm	-	315	460
			$38 < t \leq 100$ mm	-	290	435
	A588	Perfis	1 e 2	-	345	485
		Chapas e barras [3)]	$t \leq 100$ mm	-	345	485
Aço de baixa liga temperado e auto-revenido	A913	Perfis	1 e 2	50	345	450
				60	415	520
				65	450	550

NOTAS:

[1)] Grupamento de perfis laminados para efeito de propriedades mecânicas:

- Grupo 1: Perfis I e U em geral e cantoneiras com espessura de até 19 mm;
- Grupo 2: Cantoneiras com espessura superior a 19 mm;
- Grupo 3: Perfis tubulares.

[2)] A espessura t corresponde à menor dimensão ou ao diâmetro da seção transversal da barra.

[3)] Barras redondas, quadradas e chatas.

[4)] A relação f_u / f_y não pode ser inferior a 1,18.

A.3 Aços fundidos e forjados

Os elementos estruturais fabricados de aço fundido ou forjado devem obedecer a uma das seguintes especificações:

a) para peças fundidas de aço carbono para uso geral: NBR 6313, tipos AF-422O e AF-4524;

b) para peças fundidas de aço de alta resistência para fins estruturais: NBR 7242, tipo AF-5534;

c) para peças forjadas de aço carbono e aço-liga para uso industrial em geral: ASTM A668.

A.4 Parafusos

As especificações indicadas na tabela A.3 são aplicáveis a parafusos, sendo que aqueles fabricados de aço temperado não devem ser soldados nem aquecidos para facilitar a montagem.

Tabela A.3 - Materiais usados em parafusos

Especificação	Resistência ao escoamento f_{yb} (MPa)	Resistência à ruptura f_{ub} (MPa)	Diâmetro d_b (mm ou polegada)
ASTM A307	-	415	$1/2" \leq d_b \leq 4"$
ISO 898 Classe 4.6	235	390	$12 \leq d_b \leq 36$ mm
ASTM A325 [1)]	635 560	825 725	$1/2" \leq d_b \leq 1"$ $1" < d_b \leq 1\,1/2"$
ASTM A325M [1)]	635 560	825 725	$16 \leq d_b \leq 24$ mm $24 < d_b \leq 36$ mm
ISO 898 Classe 8.8	640	800	$12 \leq d_b \leq 36$ mm
ASTM A490	895	1035	$1/2" \leq d_b \leq 1\,1/2"$
ASTM A490M	895	1035	$16 \leq d_b \leq 36$ mm
ISO 898 Classe 10.9	900	1000	$12 \leq d_b \leq 36$ mm

NOTAS:

[1)] Disponíveis também com resistência à corrosão atmosférica comparável à dos aços AR-COR-345 Graus A e B ou à dos aços ASTM A588.

A.5 Metais de soldas

As resistências mínimas à tração dos metais de soldas mencionados na tabela 7 de 6.2.4 são dadas na tabela A.4.

Tabela A.4 - Resistência mínima à tração do metal da 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

A.6 Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça

A.6.1 Os conectores de cisalhamento do tipo pino com cabeça, usados na construção mista aço-concreto, devem ter dimensões de acordo com a AWS D1.1 e ser soldados aos perfis de aço também de acordo com a AWS D 1.1.

A.6.2 O aço estrutural normalmente utilizado para conectores pino com cabeça de diâmetro até 22,2 mm é o ASTM A108, que possui resistência ao escoamento de 345 MPa e resistência à ruptura de 415 MPa.

/ANEXO B

Anexo B (normativo)
Ações

B.1 Escopo

As recomendações constantes deste anexo são aplicáveis ao dimensionamento de estruturas de aço e estruturas mistas de edifícios, as quais estão sujeitas às exigências mínimas das normas NBR 6120, NBR 6123, NBR 7188 e NBR 8681.

B.2 Ações permanentes

Conforme a NBR 8681, as ações permanentes se dividem em diretas e indiretas. As ações permanentes diretas consistem de:

a) peso próprio dos elementos da estrutura;

b) pesos de todos os elementos da construção permanentemente suportados pela estrutura, tais como pisos, paredes fixas, coberturas, forros, escadas, revestimentos, acabamentos etc.;

c) pesos de instalações, acessórios e equipamentos permanentes, tais como tubulações de água, esgoto, águas pluviais, gás, dutos e cabos elétricos;

d) quaisquer outras ações de caráter praticamente permanente ao longo da vida da estrutura, decorrentes de pesos próprios.

As ações permanentes indiretas são as decorrentes de recalque de apoio, de retração dos materiais e de protensão.

B.2.2 Pesos de materiais de construção

Para efeito de projeto, ao se determinarem as ações permanentes diretas, devem ser tomados os pesos reais dos materiais de construção que serão usados, sendo que, na ausência de informações mais precisas, os valores adotados devem ser os indicados na NBR 6120.

B.3 Ações variáveis

B.3.1 Definição

Ações variáveis são aquelas que resultam do uso e ocupação da edificação ou estrutura, tais como: sobrecargas distribuídas em pisos devidas ao peso de pessoas, objetos e materiais estocados, ações de equipamentos, como elevadores, centrais de ar condicionado, máquinas industriais, pontes rolantes e talhas, peso de paredes removíveis, sobrecargas em coberturas, etc. São também ações variáveis os empuxos de terra, as pressões hidrostáticas, a pressão do vento, a variação de temperatura, etc.

B.3.2 Valores característicos

Os valores característicos das ações devem ser obtidos das normas citadas em B.1 e das especificações do cliente, complementadas pelas informações a seguir e por outras informações, tais como resultados de ensaios, boletins meteorológicos, especificações de fabricantes de equipamentos, etc.

B.3.3 Ações concentradas

Em pisos, coberturas e outras situações similares, deve ser considerada, além das ações variáveis citadas em B.3.1, uma força concentrada aplicada na posição mais desfavorável, de intensidade compatível como uso da edificação (por exemplo: ação de um macaco para veículo, peso de uma ou duas pessoas em terças de cobertura ou em degraus, etc.).

B.3.4 Carregamento parcial

Deve ser considerado o valor máximo da ação variável, aplicado a uma parte da estrutura ou da barra, se o efeito produzido for mais desfavorável que aquele resultante da aplicação sobre toda a estrutura ou componente estrutural, de uma ação de mesmo valor.

B.3.5 Impacto

B.3.5.1 As ações variáveis, em alguns casos, já incluem os efeitos normais de impacto. Entretanto, devem ser considerados no projeto, além dos valores estáticos das ações, também os efeitos dinâmicos e/ou impactos causados por elevadores, equipamentos, pontes rolantes etc., caso isso seja desfavorável.

B.3.5.1.1 Elevadores

Todas as ações de elevadores devem ser acrescidas de 100%, a menos que haja especificação em contrário, para levar em conta o impacto, devendo seus suportes ser dimensionados dentro dos limites de deformação permitidos por regulamentos específicos.

B.3.5.1.2 Equipamentos

Para levar em conta o impacto, o peso de equipamentos e cargas móveis deve ser majorado; para os casos a seguir, podem ser usadas as majorações indicadas, caso não haja especificação em contrario:

a) equipamentos leves cujo funcionamento é caracterizado fundamentalmente por movimentos rotativos; talhas.....20%;

b) equipamentos cujo funcionamento é caracterizado fundamentalmente por movimentos alternados; grupos geradores.....50%.

B.3.5.1.3 Pontes rolantes

B.3.5.1.3.1 As estruturas que suportam pontes rolantes devem ser dimensionadas, obedecendo-se o disposto em B.5, para o efeito das ações de cálculo, majoradas para levar em conta o impacto vertical, se este for desfavorável, e considerando forças horizontais, como a seguir indicado, caso não haja especificação em contrário:

a) a majoração das cargas verticais das rodas será de 25% para pontes rolantes comandadas de uma cabine e de 10% para pontes rolantes comandadas por controle pendente ou controle remoto;

b) a força transversal ao caminho de rolamento, a ser aplicada no topo do trilho, de cada lado (ver B.3.5.1.3.2), deve ser tomada como:

b.1) em edifícios não destinados à siderurgia, o maior dos seguintes valores:

- 10% da soma da carga içada com o peso do trole e dos dispositivos de içamento;

- 5% da soma da carga içada com o peso total da ponte, incluindo trole e dispositivos de içamento;

- 15% da carga içada.

b.2) em edifícios destinados à siderurgia, 20% da carga içada, exceto nas seguintes situações:

- 50% da carga içada para ponte com caçamba e eletroímã e para ponte de pátio de placas e tarugos;

- 100% da carga içada para ponte de forno-poço;

- 100% do peso do lingote e da lingoteira para ponte estripadora.

c) a força longitudinal ao caminho de rolamento, a ser aplicada no topo do trilho, integralmente de cada lado, quando não determinada de forma mais precisa, deve ser igual a 20% da soma das cargas máximas das rodas motoras e/ou providas de freio;

d) a força devida ao choque da ponte rolante com o batente deve ser informada pelo fabricante, que também deverá especificar e se possível, fornecer o batente.

B.3.5.1.3.2 Com relação à alínea b) de B.3.5.1.3.1, nos casos em que a rigidez horizontal transversal da estrutura de um lado do caminho de rolamento difere da do lado oposto, a distribuição das forças transversais deve ser proporcional à rigidez de cada lado, usando-se o dobro das porcentagens anteriores como força transversal total a ser distribuída.

B.3.5.1.4 Pendurais

Caso não haja especificação em contrário, as ações variáveis (inclusive sobrecarga) em pisos e balcões suportados por pendurais devem ser majoradas em 33% para levar em conta o impacto.

B.3.6 Sobrecargas em coberturas

B.3.6.1 Coberturas comuns

Nas coberturas comuns, não sujeitas a acúmulos de quaisquer materiais, e na ausência de especificação em contrário, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de 0,25 kN/m^2, em projeção horizontal.

B.3.6.2 Casos especiais

Em casos especiais a sobrecarga na cobertura deve ser determinada de acordo com a finalidade da mesma.

B.4 Vento

B.4.1 Generalidades

B.4.1.1 A ação do vento deve ser determinada de acordo com a NBR 6123 para o sistema principal resistente à ação do vento, para elementos individuais da estrutura e para os fechamentos.

B.4.1.2 Para a determinação do carregamento e da resposta de estruturas de geometria irregular, flexíveis, ou de localização incomum, devem ser feitos ensaios em túneis de vento.

B.4.2 Nas estruturas cuja altura não ultrapassa 5 vezes a menor dimensão horizontal nem 50 m, pode-se supor que o vento é uma ação estática. Nos demais casos e nos casos de dúvida, devem ser levados em conta os efeitos dinâmicos do vento.

B.5 Combinações de pontes rolantes para cálculo de vigas de rolamento e de estruturas suportes

B.5.1 Edifícios de uma nave

B.5.1.1 Se atua somente uma ponte rolante, deve ser considerada a carga vertical com impacto e as forças transversal e longitudinal máximas, na posição mais desfavorável.

B.5.1.2 Para o caso de duas ou mais pontes que correm sobre o mesmo caminho de rolamento e eventualmente vão trabalhar juntas ou próximas, deve-se:

a) considerar a atuação de somente uma ponte, conforme B.5.1.1;

b) se as pontes vão trabalhar juntas para içarem uma carga maior do que a capacidade de uma delas, ou porque as condições assim o exigirem, considerar a carga vertical sem impacto e 50% das forças transversal e longitudinal máximas, na posição que provoque os maiores esforços (esta consideração é justificada pelo trabalho conjunto de duas ou mais pontes ser realizado muito lentamente);

c) se as pontes com capacidades iguais ou diferentes podem atuar muito próximas, considerar a ponte mais carregada com carga vertical sem impacto e as forças transversal e longitudinal máximas, e as demais pontes com carga vertical sem impacto, sem forças horizontais, na posição mais desfavorável do conjunto (essa consideração se justifica pela probabilidade da ocorrência ser muito remota, exceto em alguns casos em que as condições de operação justifiquem um tratamento mais rigoroso, como é o caso de pátio de placas em usinas siderúrgicas, em que se deve considerar a ponte mais carregada com impacto vertical).

Para verificação à fadiga, considerar somente uma ponte rolante com impacto vertical e 50% da força horizontal transversal de todas as pontes.

B.5.2 Edifícios de duas ou mais naves

B.5.2.1 No caso de edifícios de duas ou mais naves, fazer uma análise conjunta em somente duas naves, procurando-se as piores solicitações, obedecendo-se o disposto em B.5.2.2 e B.5.2.3. Em qualquer situação, não se deve deixar de verificar os efeitos de uma ponte em cada nave, conforme B.5.1.1.

B.5.2.2 Havendo uma ponte rolante em uma nave e outra na nave adjacente, considerar a carga vertical máxima com impacto e as forças transversais da ponte que causa as maiores solicitações e a outra ponte carregada, sem impacto vertical e sem força transversal. A força longitudinal deverá ser calculada para ambas.

B.5.2.3 Havendo uma ou duas pontes em uma nave e uma e duas pontes na nave adjacente, considerar: a carga vertical máxima com impacto e as forças horizontais transversal e longitudinal da ponte que provocam as maiores solicitações e as demais pontes carregadas, sem impacto vertical e sem força transversal. A força longitudinal deverá ser calculada para as pontes que causam as maiores solicitações, uma em cada nave.

/ANEXO C

Anexo C (normativo)
Deslocamentos máximos recomendados

C.1 Generalidades

C.1.1 Neste anexo são apresentados os deslocamentos máximos recomendados para situações usuais freqüentes nas construções. Estes deslocamentos devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado limite de utilização de deslocamentos excessivos da estrutura.

C.1.2 Alguns valores de deslocamentos máximos recomendados, além dos que constam deste anexo, são fornecidos em outras partes desta Norma e devem ser considerados.

C.2 Exigências

C.2.1 As estruturas devem ser dimensionadas de modo que os valores máximos recomendados para os deslocamentos verticais e horizontais dados em C.3 não sejam ultrapassados, exceto quando limites específicos para cada utilização forem estabelecidos entre o cliente e o responsável pelo projeto estrutural. Em alguns casos, limites mais rigorosos podem ter que ser adotados, considerando o uso da edificação, as características dos materiais de acabamento ou para assegurar o funcionamento adequado de equipamentos, etc. Por outro lado, em determinadas situações, pode-se admitir limites menos rigorosos, como nas construções provisórias.

C.2.2 Os valores máximos recomendados dados em C.3 são empíricos. Eles servem para comparação com os resultados da análise estrutural, feita conforme C.2.3.

C.2.3 Os deslocamentos devem ser calculados usando-se as combinações raras de utilização dadas em 4.7.3, levando-se em conta os efeitos de segunda ordem e a possível ocorrência de deformações plásticas no estado limite de utilização. O efeito da rigidez à rotação das ligações, dependendo de avaliação do responsável pelo projeto, pode ter que ser também considerado.

C.2.4 Para as vigas mistas, o procedimento de cálculo dos deslocamentos verticais e os valores máximos recomendados para estes deslocamentos são dados em Q.1.2.1.

C.3 Valores máximos recomendados

C.3.1 Os valores máximos recomendados para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais são dados na tabela C.1. No caso dos deslocamentos verticais, tais valores têm como referência uma viga simplesmente apoiada.

C.3.2 Ao se usar a tabela C.1, no cálculo do deslocamento vertical máximo (δ_{max}), a ser comparado com δ_1, a contraflecha da viga pode ser deduzida, até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes.

Tabela C.1 – Deslocamentos máximos recomendados

Descrição	δ_1 [1)]	δ_2 [1)]	Exemplos de Combinações [2), 3)]
- Travessas de fechamento em geral [4), 5)]	L/180	-	F_G+F_{Q2}
- Travessas de fechamento em geral [6)]	-	L/120	F_{Q1}
- Travessas suportando fechamentos sujeitos à fissuração e/ou componentes sensíveis a deslocamentos excessivos	-	L/180	F_{Q1}
- Terças em geral [4), 5)]	L/180	-	$F_G + F_{Q2} + 0,2F_{Q1}$
- Terças suportando fechamentos sujeitos à fissuração e/ou componentes sensíveis a deslocamentos excessivos [5)]	-	L/250	$F_{Q1} + 0,3F_{Q2}$ $F_{Q2} + 0,2F_{Q1}$
- Treliças e vigas de cobertura em geral [5)]	L/250	-	$F_G+F_{Q2}+0,4F_{Q3}+0,2F_{Q1}$ $F_G+F_{Q3}+0,3F_{Q2}+0,2F_{Q1}$
	-	L/180	F_{Q1}
- Vigas de piso em geral	L/300	-	$F_G+F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_G+F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
	-	L/350	$F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
- Vigas de piso suportando acabamentos sujeitos à fissuração (alvenarias, painéis rígidos, etc.) e esquadrias	L/350	-	$F_G+F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_G+F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
	-	L/400	$F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
- Vigas de piso suportando pilares	L/400	-	$F_G+F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_G+F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
	-	L/500	$F_{Q2}+0,4F_{Q3}$ $F_{Q3}+\psi_1F_{Q2}$ [7)]
Vigas de rolamento:			
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade característica inferior a 200kN	-	L/600	F_{Q3} [8)]
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade característica igual ou superior a 200kN	-	L/800	F_{Q3} [8)]
- Deslocamento horizontal devido às ações transversais da ponte	-	L/600	F_{Q3}
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:			$F_{Q1} + 0,3F_{Q2} + 0,4F_{Q3}$
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base [6)]	-	H/300	$F_{Q3} + 0,2F_{Q1} + 0,3F_{Q2}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:			
- Deslocamento horizontal do topo em relação à base [6)]	-	H/400	$F_{Q1} + \psi_1F_{Q2}$ [7)]
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	-	h/300	$F_{Q1} + \psi_1F_{Q2}$ [7)]

NOTAS:

[1)] L é o vão teórico entre apoios (para vigas com restrição à rotação no plano de flexão nos apoios, L é a distância entre as seções de momento nulo) ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base), h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos), δ_1 é o deslocamento referente à combinação de todas as ações (ver C.3.2) e δ_2 é o deslocamento referente à combinação das ações variáveis.

[2)] F_G são as ações permanentes; F_{Q1} é a ação do vento; F_{Q2} é a sobrecarga no telhado ou piso e F_{Q3} são as ações provenientes de equipamentos de elevação e transporte.

[3)] As ações variáveis favoráveis não devem ser consideradas na combinação.

[4)] Deslocamentos entre linhas de tirantes, no plano das mesmas.

[5)] Em telhados com pequena declividade, o deslocamento limite também deve ser adotado de maneira a se evitar a ocorrência de empoçamento.

[6)] No caso de paredes de alvenaria, limitar o deslocamento horizontal (perpendicular à parede) de maneira que a abertura da fissura que possa ocorrer na base da parede não seja superior a 2,0 mm, entendida a parede como painel rígido (figura C.1).

[7)] ψ_1 é o fator de utilização referente ao valor freqüente da sobrecarga, conforme tabela 2.

[8)] Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

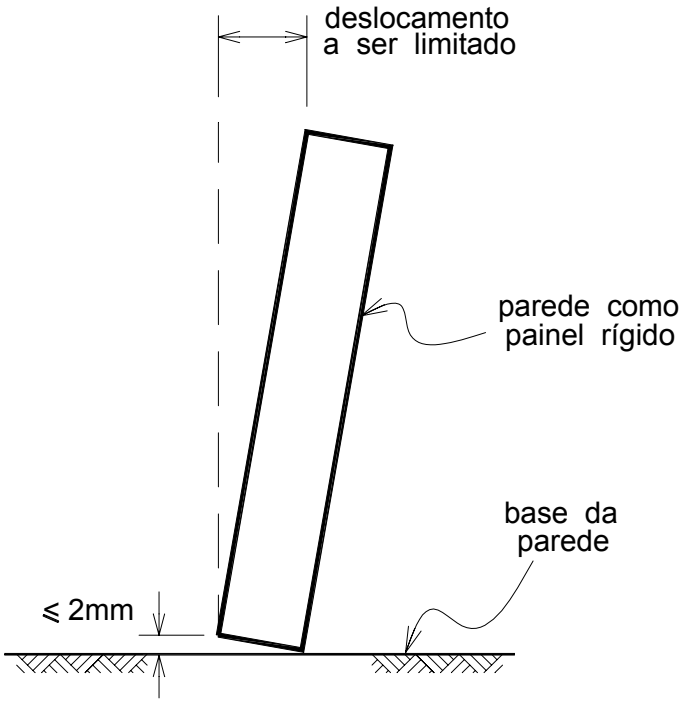


Figura C.1 – Parede como painel rígido

/ANEXO D

Anexo D (normativo)
Momento fletor resistente característico de vigas não esbeltas

D.1 Generalidades

D.1.1 Este anexo apresenta os procedimentos para determinação do momento fletor resistente característico de vigas não esbeltas sujeitas à flexão normal simples.

D.1.2 Vigas não esbeltas são aquelas constituídas por seções I, H, U, caixão e tubulares retangulares, cujas almas, quando perpendiculares ao eixo de flexão, têm parâmetro de esbeltez λ inferior ou igual a λ_r (λ e λ_r definidos na tabela D.1 para o estado limite FLA), por seções tubulares circulares com relação entre diâmetro e espessura de parede não superior a $0{,}45\,E/f_y$ e por seções sólidas circulares ou retangulares com quaisquer dimensões.

D.1.3 Para facilitar o uso deste anexo, a simbologia utilizada encontra-se detalhada em seu final.

D.2 Momento fletor resistente característico

D.2.1 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na tabela D.1, para o estado limite FLT, o momento fletor resistente característico é dado por:

a) $M_{Rk} = M_{p\ell}$, para $\lambda \le \lambda_p$

b) $M_{Rk} = C_b\left[M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right] \le M_{pl}$, para $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

c) $M_{Rk} = M_{cr}$, para $\lambda > \lambda_r$

D.2.2 Para os tipos de seção e eixos de flexão indicados na tabela D.1, para os estados limites FLM e FLA, o momento fletor resistente característico é dado por:

a) $M_{Rk} = M_{p\ell}$, para $\lambda \le \lambda_p$

b) $M_{Rk} = M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)\dfrac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \le M_{pl}$, para $\lambda_p < \lambda \le \lambda_r$

c) $M_{Rk} = M_{cr}$, para $\lambda > \lambda_r$ (não aplicável à FLA)

D.2.3 Para as seções sólidas circulares e retangulares fletidas em relação ao eixo de menor inércia:

$$M_{Rk} = M_{p\ell}$$

D.2.4 Para as seções tubulares circulares, para o estado limite FLP, o único a ser considerado, com D/t não superior a $0{,}45\,E/f_y$, tem-se:

a) $M_{Rk} = M_{p\ell}$, para $\lambda \le \lambda_p$

b) $M_{Rk} = \left[\frac{0,021 E}{D/t} + f_y \right] W$, para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

c) $M_{Rk} = \frac{0,33 E}{D/t} W$, para $\lambda > \lambda_r$

com

$$\lambda = \frac{D}{t}$$

$$\lambda_p = \frac{0,071 E}{f_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0,31 E}{f_y}$$

Tabela D.1 – Parâmetros referentes à resistência característica ao momento fletor

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 ou com um eixo de simetria no plano médio da alma, e seções U não sujeitas à torção, fletidas em torno do eixo de maior momento de inércia	FLT Seções I com dois eixos de simetria e seções U	$(f_y - f_r)\,W$ Ver nota 6) a seguir	$\frac{C_b \beta_1}{\lambda}\sqrt{1+\frac{\beta_2}{\lambda^2}}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 1) a seguir
	FLT Seções I com um eixo de simetria	$(f_y - f_r)\,W_c$ ou $f_y\,W_t$ (o que for menor) Ver nota 6) a seguir	Ver nota 2) a seguir	$\frac{L_b}{r_{yc}}$	$1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 2) a seguir
	FLM	$(f_y - f_r)\,W_c$ Ver nota 6) a seguir	Ver nota 7) a seguir	$\frac{b}{t_w}$	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 7) a seguir
	FLA Ver nota 4) a seguir	$f_y\,W$	-	$\frac{h}{t_w}$	$3{,}76\,\frac{h}{h_p}\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções I e H com dois eixos de simetria e seções U fletidas em torno do eixo de menor momento de inércia	FLM Ver nota 5) a seguir	$f_y\,W$	Ver nota 7) a seguir	$\frac{b}{t_w}$	$0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Ver nota 7) a seguir
	FLA Ver nota 8) a seguir	$f_y\,W_{ef}$	$\frac{W_{ef}^2}{W}f_y$ Ver nota 3) a seguir	$\frac{h}{t_w}$	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Seções sólidas retangulares fletidas em torno do eixo de maior momento de inércia	FLT	$f_y\,W$	$\frac{2{,}00\,C_b E}{\lambda}\sqrt{I_T A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0{,}13E}{M_{p\ell}}\sqrt{I_T A}$	$\frac{2{,}00\,E}{M_r}\sqrt{I_T A}$
Seções caixão e tubulares retangulares duplamente simétricas fletidas em torno de um dos eixos de simetria	FLT Ver nota 9) a seguir	$(f_y - f_r)\,W$ Ver nota 6) a seguir	$\frac{2{,}00\,C_b E}{\lambda}\sqrt{I_T A}$	$\frac{L_b}{r_y}$	$\frac{0{,}13E}{M_{p\ell}}\sqrt{I_T A}$	$\frac{2{,}00E}{M_r}\sqrt{I_T A}$
	FLM	$f_y\,W_{ef}$ Ver nota 3) a seguir	$\frac{W_{ef}^2}{W}f_y$ Ver nota 3) a seguir	$\frac{b}{t_w}$	$1{,}12\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$1{,}40\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	FLA	$f_y\,W$	-	$\frac{h}{t_w}$	$3{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5{,}70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

As notas relacionadas à tabela D.1 são as seguintes:

1) $\lambda_r = \dfrac{0{,}707\beta_1}{M_r}\sqrt{1+\sqrt{1+\dfrac{4\beta_2}{\beta_1^2}M_r^2}}$

Onde:

$$\beta_1 = \pi\sqrt{GE}\sqrt{I_T A}$$

$$\beta_2 = \frac{E C_w}{G I_T}\left(\frac{\pi}{r_y}\right)^2$$

com

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

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

2) $M_{cr} = \dfrac{2EC_b}{L_b}\sqrt{I_y I_T}\,(B_1 + \sqrt{1 + B_2 + B_1^2}\,) \le M_{p\ell}$

$$\lambda_r = \frac{2E}{M_r r_{yc}}\sqrt{I_y I_T}\,(B_1 + \sqrt{1 + B_2 + B_1^2}\,)$$

Onde:

$$B_1 = 2{,}25\left[2\left(I_{yc}/I_y\right) - 1\right]\left(h/L_b\right)\sqrt{I_y/I_T}$$

$$B_2 = 25\left(1 - I_{yc}/I_y\right)\left(I_{yc}/I_T\right)\left(h/L_b\right)^2$$

$C_b = 1{,}00$ se $I_{yc}/I_y < 0{,}10$ ou $I_{yc}/I_y > 0{,}90$

3) 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:

- para seção tubular retangular de espessura uniforme

  - quando $b / t \ge 1{,}40\sqrt{E / f_y}$

$$b_{ef} = 1{,}91\,t\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left[1-\frac{0{,}38}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right]$$

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

$$b_{ef} = b$$

- para as demais seções

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

$$b_{ef} = 1{,}91\,t\sqrt{\frac{E}{f_y}}\left[1-\frac{0{,}34}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f_y}}\right]$$

- 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 $b_{ef} = h_{ef}$.

4) A formulação apresentada aplica-se somente às seções nas quais a relação h/h_c situa-se entre 0,75 e 1,50.

5) Neste caso o estado limite FLM aplica-se só à alma da seção U, quando comprimida pelo momento fletor.

6) A tensão residual f_r é igual a 70 MPa nos perfis laminados e perfis soldados fabricados por deposição de metal de solda com chapas cortadas a maçarico e 115 MPa nos demais perfis soldados.

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

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

Onde:

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

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

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

Para este anexo adotou-se a seguinte simbologia:

FLA - flambagem local da alma

FLM - flambagem local da mesa comprimida

FLT - flambagem lateral com torção

FLP - flambagem local da parede do tubo

A - área da seção transversal

C_b - fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme (ver 5.4.2.5 e 5.4.2.6)

C_w - constante do empenamento da seção transversal

D - diâmetro externo da seção tubular circular

E - módulo de elasticidade do aço

G - módulo de elasticidade transversal do aço

I_T - momento de inércia à torção uniforme

I_y - momento de inércia da seção em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma

I_{yc} - momento de inércia da mesa comprimida em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se no comprimento destravado houver momentos positivo ou negativo, tomar a mesa de menor momento de inércia em relação ao eixo mencionado)

L_b - distância entre duas seções contidas à flambagem lateral com torção (comprimento destravado)

M_{cr} - momento fletor de flambagem elástica

$M_{p\ell}$ - momento fletor de plastificação da seção

M_r - momento fletor correspondente ao início do escoamento (incluindo tensões residuais em alguns casos)

W - módulo de resistência (mínimo) elástico da seção, relativo ao eixo de flexão

W_c - módulo de resistência elástico do lado comprimido da seção, relativo ao eixo de flexão

W_t - módulo de resistência elástico do lado tracionado da seção, relativo ao eixo de flexão

b - largura

b/t - 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, o comprimento da parte plana e para perfis caixão, a distância livre entre almas)

b_f - largura total da mesa

d - altura externa da seção, medida perpendicularmente ao eixo de flexão

f_r - tensão residual de compressão nas mesas

f_y - resistência ao escoamento do aço

h - altura da alma, tomada igual à distância entre faces internas das mesas nos perfis soldados e igual a este valor menos os dois raios de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados e igual ao comprimento da parte plana nas seções tubulares retangulares

h_c - duas vezes a distância do centro de gravidade da seção transversal à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e este valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados (nos perfis duplamente simétricos $h_c = h$)

h_p - duas vezes a distância da linha neutra plástica (devida ao momento fletor) da seção transversal à face interna da mesa comprimida nos perfis soldados e este valor menos o raio de concordância entre mesa e alma nos perfis laminados (nos perfis duplamente simétricos, $h_p = h$), não podendo ser tomado valor inferior a h

r_y - raio de giração da seção em relação ao eixo principal de inércia perpendicular ao eixo de flexão

r_{yc} - raio de giração da seção T formada pela mesa comprimida e a parte da alma comprimida anexa, em regime elástico, em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma (se houver momentos positivo e negativo no comprimento destravado, tomar a seção T de menor raio de giração em relação ao eixo mencionado)

t - espessura

t_f - espessura da mesa

t_w - espessura da alma

λ - parâmetro de esbeltez

λ_p - parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação

λ_r - parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento

/ANEXO E

Anexo E (normativo)
Flambagem local em barras comprimidas

E.1 Generalidades

E.1.1 Os elementos que fazem parte das seções transversais usuais, exceto as seções tubulares circulares, para efeito de flambagem local, são classificados em AA (duas bordas longitudinais vinculadas) e AL (apenas uma borda longitudinal vinculada), conforme 5.1.2.2.1.

E.1.2 As barras submetidas à força normal de compressão nas quais todos os elementos componentes da seção transversal possuem relações largura e espessura (relações b/t) que não superam os valores de λ_r dados na tabela E.1, têm o coeficiente Q igual a 1,00. As seções transversais destas barras são classificadas como compactas, conforme 5.1.2.1.1.

E.1.3 As barras submetidas à força normal de compressão nas quais elementos componentes da seção transversal possuem relações b/t maiores que os valores de λ_r dados na tabela E.1, têm o coeficiente Q dado por:

$$Q = Q_s \, Q_a$$

onde Q_s e Q_a são coeficientes que levam em conta a flambagem local dos elementos AL e AA, cujos valores devem ser determinados como mostrado em E.2 e E.3, respectivamente. As seções transversais destas barras são classificadas como esbeltas, conforme 5.1.2.1.1.

E.1.4 As seções tubulares circulares devem ter o coeficiente Q determinado de acordo com E.4.

E.2 Elementos comprimidos AL

Os valores de Q_s a serem usados são os seguintes:

- elementos do grupo 3 da tabela E.1:

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

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

- elementos do grupo 4 da tabela E.1, pertencentes a perfis laminados:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}74\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{ para } 0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{para } \frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

- elementos do grupo 4 da tabela E.1, pertencentes a perfis soldados:

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}65\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{k_c\,E}}, \text{para } 0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}} < \frac{b}{t} \le 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}90\,E\,k_c}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{para } \frac{b}{t} > 1{,}17\sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$$

Com o coeficiente k_c dado por:

- Para perfis I:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ sendo } \; 0{,}35 \le k_c \le 0{,}763$$

- Para outras seções:

$$k_c = 0{,}763$$

- elementos do grupo 5 da tabela E.1:

$$Q_s = 1{,}908 - 1{,}22\frac{b}{t}\sqrt{\frac{f_y}{E}}, \text{para } \; 0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}} < \frac{b}{t} \le 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$Q_s = \frac{0{,}69\,E}{f_y\left(\frac{b}{t}\right)^2}, \text{para } \frac{b}{t} > 1{,}03\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

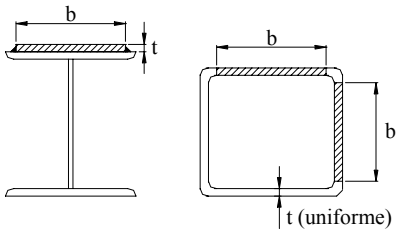
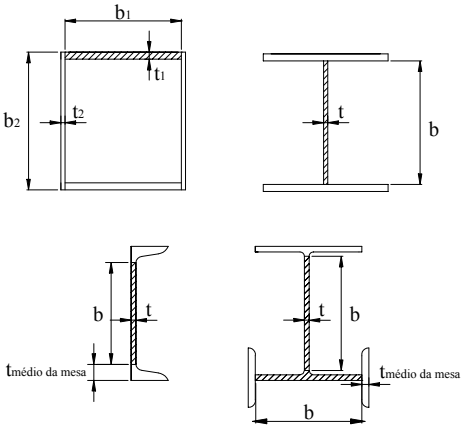
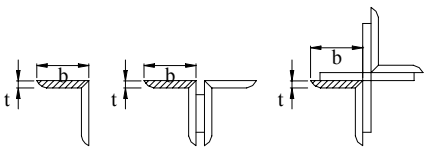
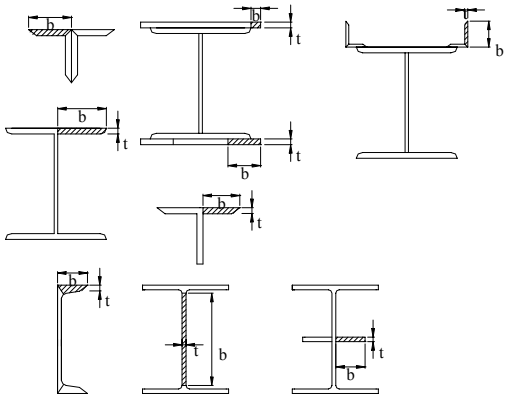
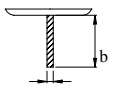
f_y é a resistência ao escoamento do aço;

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 (ver tabela E.1).

Tabela E.1 – Valores de λ_r

Valores de λ_r				
Elementos	Grupo	Descrição dos elementos	Alguns exemplos com indicação de b e t	λ_r
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 U, I, H, caixão – Chapas contínuas de reforço de mesas		$1{,}49\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
AL	3	– Abas de cantoneiras simples – Abas de cantoneiras duplas providas de chapas de travejamento		$0{,}45\sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	4	– Mesas de seções U, I, H e T – Abas de cantoneiras ligadas continuamente – Enrijecedores de alma		Em perfis laminados $0{,}56\sqrt{\frac{E}{f_y}}$ Em perfis soldados [1] $0{,}64\sqrt{\frac{E}{(f_y / k_c)}}$
	5	– Almas de seções T		$0{,}75\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

[1] O coeficiente kc é dado em E.2.

E.3 Elementos comprimidos AA

E.3.1 Quando a relação largura/espessura de um elemento comprimido AA ultrapassa os valores indicados na tabela E.1, deve ser determinada uma largura efetiva b_{ef} para esse elemento, como indicado a seguir:

a) em mesas ou almas de perfis tubulares retangulares:

$$b_{ef} = 1{,}91\, t \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \left[1 - \frac{0{,}38}{b/t} \sqrt{\frac{E}{\sigma}} \right] \leq b$$

b) em outros elementos AA (exceto chapas com sucessão de aberturas de acesso):

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

Onde:

σ é a tensão de cálculo no elemento AA, em megapascal, obtida por aproximações sucessivas, dividindo-se a força normal de cálculo pela área efetiva A_{ef} (ver E.3.2);

b é a largura real de um elemento comprimido AA, conforme tabela E.1, na mesma unidade de t;

t é a espessura do elemento AA;

b_{ef} é a largura efetiva, na mesma unidade de t.

E.3.2 Determinadas as larguras efetivas de todos os elementos AA da seção, o valor Q_a é definido pela relação entre a área efetiva A_{ef} e a área bruta A_g de toda a seção da barra:

$$Q_a = \frac{A_{ef}}{A_g}$$

Onde:

$$A_{ef} = A_g - \sum (b - b_{ef})t$$

com o somatório estendendo-se a todos os elementos AA.

E.4 Paredes de seções tubulares circulares

E.4.1 Nas seções tubulares circulares, o coeficiente de flambagem local da parede é dado por:

- se $\frac{D}{t} \leq 0{,}11 \frac{E}{f_y}$

$$Q = 1{,}00$$

- se $0{,}11\frac{E}{f_y} < \frac{D}{t} \leq 0{,}45\frac{E}{f_y}$

$$Q = \frac{0{,}038}{D/t}\frac{E}{f_y} + \frac{2}{3}$$

Onde:

D é o diâmetro externo da seção tubular circular;

t é a espessura da parede.

E.4.2 Não devem ser utilizadas seções tubulares circulares com D/t superior ao limite $0{,}45\frac{E}{f_y}$, pois acima do mesmo a resistência reduz-se rapidamente.

/ANEXO F

Anexo F (normativo)
Momento fletor resistente característico de vigas esbeltas

F.1 Generalidades

F.1.1 Este anexo aplica-se ao dimensionamento de vigas esbeltas, definidas em F.1.2, com seção I ou H soldadas com dois eixos de simetria ou um eixo de simetria no plano médio da alma, carregadas neste plano e atendendo aos seguintes requisitos:

- no caso de seções monossimétricas, a maior tensão normal na alma, devida ao momento fletor, deve ser de tração;

- o parâmetro de esbeltez $\lambda = h / t_w$, onde h é a distância entre as faces internas das mesas e t_w é a espessura da alma, não pode ultrapassar 260 nem o valor:

$$\lambda_{máx} = \frac{0{,}48E}{\sqrt{f_y (f_y + f_r)}} \text{ (E e } f_y \text{ em megapascal)}$$

a não ser que os espaçamentos entre enrijecedores transversais, a, sejam tais que $(a/h) \leq 1{,}5$, caso em que $\lambda_{máx}$ pode ser tomado igual a $11{,}7\sqrt{E/f_y}$ se este limite superar o anterior, onde E é o módulo de elasticidade e f_y a resistência ao escoamento do aço.

Nesta equação, E é o módulo de elasticidade e f_y a resistência ao escoamento do aço, e f_r é a tensão residual, igual a 70 MPa nos perfis soldados fabricados por deposição de metal de solda com chapas cortadas a maçarico e 115 MPa nos demais perfis soldados.

F.1.2. As vigas esbeltas são aquelas com relação altura/espessura da alma (h / t_w) superior a $5{,}70\sqrt{E/f_y}$.

F.2 Momento fletor resistente característico

F.2.1 O momento fletor resistente característico, M_{Rk}, é o menor valor obtido de acordo com os estados limites de escoamento da mesa tracionada e de flambagem:

a) para o escoamento da mesa tracionada:

$$M_{Rk} = W_{xt} f_y$$

b) para flambagem:

$$M_{Rk} = W_{xc} k_{pg} \sigma_{cr}$$

Onde:

W_{xc} é o módulo de resistência elástico em relação ao eixo de flexão, do lado comprimido da seção transversal;

W_{xt} é o módulo de resistência elástico em relação ao eixo de flexão, do lado tracionado da seção transversal;

σ_{cr} é a tensão de flambagem conforme F.2.2;

$$k_{pg} = 1 - \frac{A_w / A_f}{1200 + 300\, A_w / A_f}\left(\frac{h}{t_w} - 5{,}70\sqrt{\frac{E}{\sigma_{cr}}}\right) \leq 1{,}0$$

sendo A_w a área da alma e A_f é a área da mesa comprimida.

F.2.2 A tensão de flambagem σ_{cr} é calculada como a seguir indicado, para cada estado limite de flambagem:

a) para $\lambda \leq \lambda_p$

$$\sigma_{cr} = f_y$$

b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$

$$\sigma_{cr} = f_y\left[1 - 0{,}5\left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p}\right)\right]$$

c) para $\lambda > \lambda_r$

$$\sigma_{cr} = \frac{C_{pg}}{\lambda^2}$$

F.2.3 Os valores de λ, λ_p e λ_r e o coeficiente C_{pg} são determinados para cada estado limite de flambagem, como a seguir indicado (no dimensionamento deve ser usado o menor valor de σ_{cr}):

- estado limite: flambagem lateral com torção (FLT)

$$\lambda = \frac{L_b}{r_T}$$

$$\lambda_p = 1{,}76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 4{,}44\sqrt{\frac{C_b\, E}{f_y}}$$

$$C_{pg} = \pi^2\, C_b\, E$$

Onde:

L_b é a distância entre duas seções contidas lateralmente;

C_b é o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, definido em 5.4.2.5 e 5.4.2.6, o que for aplicável;

r_T é o raio de giração, relativo ao eixo de menor momento de inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais 1/3 da alma comprimida.

- estado limite: flambagem local da mesa comprimida (FLM)

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1{,}35\sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$C_{pg} = 0{,}88\,E\,k_c$$

Onde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \text{ e } 0{,}35 \le k_c \le 0{,}763$$

b_f e t_f são a largura total e a espessura, respectivamente, da mesa comprimida

F.2.4 O estado limite de flambagem local da alma não é aplicável.

/ANEXO G

Anexo G (normativo)
Força cortante resistente característica incluindo o efeito do campo de tração

G.1 Força cortante resistente característica

G.1.1 A força cortante resistente característica de almas de seções I e H, prismáticas, fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à(s) alma(s), incluindo o efeito do campo de tração, V_{Rkt} é determinada como a seguir (ver G.1.3):

a) para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rkt} = V_{p\ell}$$

b) para $\lambda > \lambda_p$

$$V_{Rkt} = \left[C_v + \eta\left(1 - C_v\right)\right] V_{p\ell}$$

Onde:

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, definida em 5.4.3.2.2;

C_v é o coeficiente de força cortante, dado em G.1.2;

$$\eta = \frac{1}{1{,}15\sqrt{1 + \left(\frac{a}{h}\right)^2}}$$

G.1.2 O coeficiente de força cortante C_v deve ser determinado como segue (ver G.1.3):

a) para $\lambda_p \leq h / t_w \leq \lambda_r$

$$C_v = \frac{1{,}10\sqrt{k_v\, E / f_y}}{h / t_w}$$

b) para $h / t_w > \lambda_r$

$$C_v = \frac{1{,}51\, k_v\, E}{\left(h / t_w\right)^2 f_y}$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

k_v é o coeficiente de flambagem da alma por força cortante, dado por:

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

devendo ser tomado igual a 5,0 se a / h exceder a 3,0 ou a $[260 / (h / t_w)]^2$.

G.1.3 Os parâmetros λ, λ_p, e λ_r, e as dimensões a e h são definidos em 5.4.3.2.1.

G.2 Exigências e limitações referentes ao uso do campo de tração

G.2.1 A relação a / h não pode ultrapassar a 3,0 e nem a $[260 / (h / t_w)]^2$, independentemente da relação h / t_w.

G.2.2 Os enrijecedores transversais, além de atenderem às exigências dadas em 5.4.3.2.3, alíneas a), b), c) e e), devem também ter uma área mínima da seção transversal (num plano paralelo as mesas do perfil), dada por:

$$A_{st} = \alpha_r \left[0{,}15\, D_s\, h\, t_w \left(1 - C_v\right) \frac{V_{Sd}}{V_{Rd}} - 18\, t_w^2 \right]$$

Onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo na seção transversal da viga onde se situa o enrijecedor;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, sem incluir o efeito do campo de tração, conforme 5.4.3.1;

α_r é a relação entre as resistências ao escoamento dos aços da alma e do enrijecedor;

D_s é um coeficiente, igual a 1,0 para enrijecedores colocados em pares, a 1,8 para enrijecedores constituídos de uma cantoneira e a 2,4 para enrijecedores constituídos de uma chapa;

Para os significados dos demais termos ver 5.4.3.2.1 e G.1.

G.2.3 O efeito do campo de tração não se aplica a painéis extremos da alma, a painéis com aberturas, nem a painéis adjacentes a estes últimos.

G.2.4 O efeito do campo de tração não se aplica a solicitações diferentes da flexão normal simples, sendo que deve ser verificada a interação entre a força cortante e o momento fletor, conforme 5.4.3.2.4.

G.2.5 O efeito do campo de tração também não se aplica a vigas com almas sujeitas a forças concentradas em seções sem enrijecedores, por exemplo, no caso de vigas sujeitas a forças móveis.

Anexo H (normativo)
Comprimento de flambagem por flexão e torção de barras comprimidas

H.1 Flambagem por flexão

H.1.1 O índice de esbeltez de uma barra comprimida é definido como sendo a relação entre o comprimento de flambagem e o raio de giração que for aplicável. O comprimento de flambagem KL, igual ao comprimento real não contraventado da barra L multiplicado por um fator K, denominado coeficiente de flambagem, pode ser interpretado como sendo igual ao comprimento de uma barra comprimida com extremidades rotuladas, cuja seção transversal e cuja resistência à flambagem sejam iguais à da barra real. O coeficiente de flambagem K de uma barra comprimida depende de suas condições de contorno e, teoricamente, poderá variar de 0,5 a infinito.

H.1.2 Na tabela H.1 são fornecidos os valores teóricos de K para seis casos ideais, nos quais a rotação e a translação das extremidades são totalmente livres ou totalmente impedidas. Caso não se possa assegurar a perfeição do engaste, devem ser usados os valores recomendados apresentados.

H.1.3 Valores de K para barras pertencentes a treliças podem ser obtidos na tabela H.2, ou podem ser determinados a partir de uma análise de flambagem elástica da treliça considerada.

H.1.4 Valores de K para pilares de estruturas contínuas são apresentadas no anexo J.

Tabela H.1 - Coeficiente de flambagem K para barras isoladas

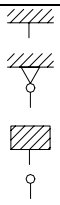
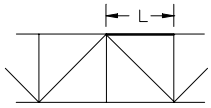
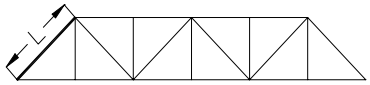
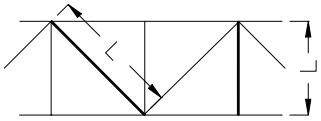
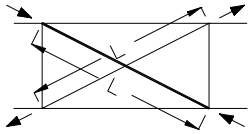
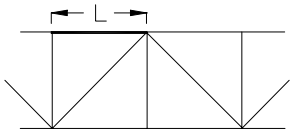
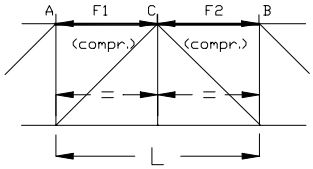
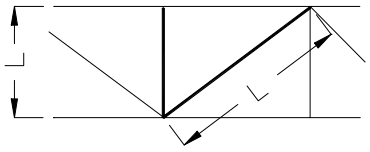
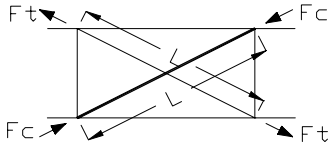
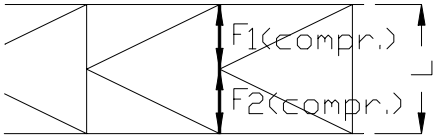
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio		Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

Tabela H.2 - Coeficiente de flambagem K para barras de treliça

Caso		Elemento considerado		K
Flambagem no plano da treliça	1		Corda	1,0
	2		Diagonal extrema	1,0
	3		Montante ou diagonal	1,0
	4		Diagonal comprimida ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma seção	0,5
Flambagem fora do plano da treliça	5		Corda com todos os nós contidos fora do plano da treliça	1,0
	6		Cordas contínuas onde somente A e B são contidos fora do plano ($F_1 > F_2$)	$0,75 + 0,25\frac{F_2}{F_1}$
	7		Montante ou diagonal	1,0
	8		Diagonal comprimida contínua, ligada no centro a uma diagonal tracionada de mesma seção	$\sqrt{1,0 - 0,75\frac{F_t}{F_c}} \geq 0,5$
	9		Montante contínuo de treliça em K ($F_1 > F_2$)	$0,75 + 0,25\frac{F_2}{F_1}$

H.2 Flambagem por torção

O comprimento de flambagem por torção é igual ao comprimento real da barra, L, multiplicado por um coeficiente de flambagem, K, função das condições de contorno, relacionadas à rotação e ao empenamento, cujos valores teóricos são iguais a:

a) 1,00, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação impedida e empenamento livre;

b) 0,50, quando ambas as extremidades da barra possuírem rotação e empenamento impedidos;

c) 0,70, quando uma das extremidades da barra possuir rotação impedida e empenamento livre e a outra rotação e empenamento impedidos;

d) 2,00, quando uma das extremidades da barra possuir rotação e empenamento livres e a outra rotação e empenamento impedidos.

/ANEXO J

Anexo J (normativo)
Comprimento de flambagem por flexão de pilares de estruturas contínuas

J.1 O comprimento de flambagem por flexão de pilares de estruturas contínuas, contraventadas e não contraventadas, é dado pelo produto KL, onde K é o coeficiente de flambagem e L o comprimento do pilar, medido entre eixos de vigas.

J.2 Os valores de K podem ser obtidos dos ábacos das figuras J.1 e J.2, respectivamente, para estruturas contraventadas e não contraventadas, nos quais os índices A e B referem-se aos nós nas duas extremidades do comprimento L do pilar analisado, sendo G definido como:

$$G = \frac{\sum \frac{I_p}{L_p}}{\sum \frac{I_v}{L_v}}$$

onde Σ indica o somatório das relações momento de inércia e comprimento (I/L) de todas as barras rigidamente ligadas ao nó, situadas no plano em que está sendo considerada a flambagem do pilar, I_p é o momento de inércia e L_p o comprimento de um pilar entre A e B, I_v é o momento de inércia e L_v o vão de uma viga ligada rigidamente ao nó. I_p e I_v são calculados em relação aos eixos perpendiculares ao plano de flambagem que está sendo considerado.

Tendo sido determinados G_A e G_B para um segmento do pilar, o valor de K pode ser encontrado traçando-se uma reta entre os pontos apropriados das escalas G_A e G_B. O comprimento de flambagem por flexão procurado é KL, sendo L definido em J.1.

Para extremidade de pilares apoiados em bases, porém, não rigidamente ligados a tais bases, G é teoricamente igual a ∞, mas, a menos que se execute uma rótula real, pode ser tomado igual a 10 nos casos práticos. Se a extremidade do pilar estiver rigidamente ligada a uma base dimensionada de modo adequado, G pode ser tomado igual a 1,0. Poderão ser usados valores inferiores a 1,0 desde que justificados por análise.

As equações nas quais se baseiam os ábacos estão indicadas a seguir:

- estruturas contraventadas

$$\frac{G_A G_B}{4}\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2}\right)\left(1 - \frac{\frac{\pi}{K}}{\operatorname{tg}\frac{\pi}{K}}\right) + 2\frac{\operatorname{tg}\frac{\pi}{2K}}{\frac{\pi}{K}} = 1$$

- estruturas não contraventadas

$$\frac{G_A G_B\left(\frac{\pi}{K}\right)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} = \frac{\frac{\pi}{K}}{\operatorname{tg}\frac{\pi}{K}}$$

J.3 Alternativamente ao uso dos ábacos das figura J.1 e J.2, os valores de K podem ser obtidos das seguintes expressões aproximadas:

- estruturas contraventadas

$$K = \frac{0{,}64 + 1{,}4\,(G_A + G_B) + 3\,G_A\,G_B}{1{,}28 + 2\,(G_A + G_B) + 3\,G_A\,G_B}$$

- estruturas não contraventadas

$$K = \sqrt{\frac{7{,}5 + 4\,(G_A + G_B) + 1{,}6\,G_A\,G_B}{7{,}5 + G_A + G_B}}$$

J.4 O procedimento previsto neste anexo tem como base as seguintes hipóteses:

a) todos os pilares são contínuos;

b) comportamento elástico;

c) cada barra da estrutura tem seção transversal constante;

d) todos as ligações são rígidas;

e) todos os pilares flambam simultaneamente;

f) não ocorre força normal de compressão significativa nas vigas.

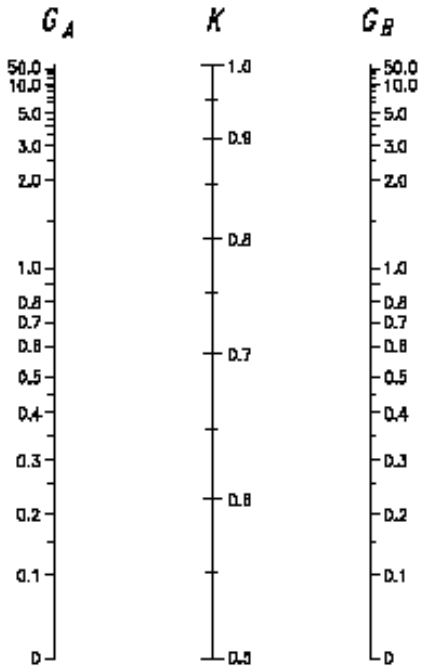


Figura J.1 - Valores de K para estruturas contraventadas

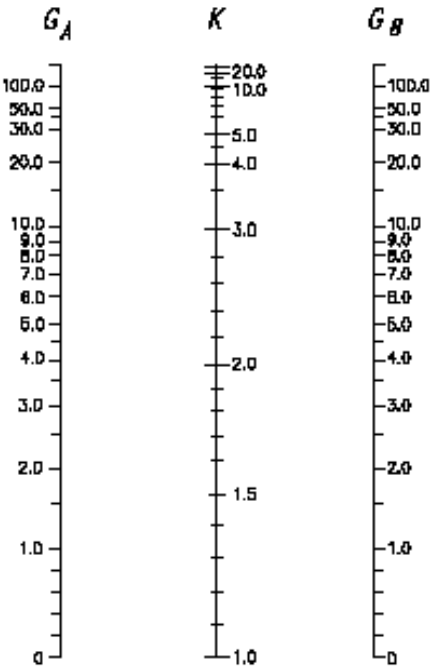


Figura J.2 - Valores de K para estruturas não contraventadas

Anexo K (normativo)
Força normal de flambagem elástica

K.1 Seções com dupla simetria ou simétricas em relação a um ponto

A força normal de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal duplamente simétrica ou simétrica em relação a um ponto é dada por:

a) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$$

b) para flambagem por flexão em relação ao eixo central de inércia y da seção transversal:

$$N_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_y L_y)^2}$$

c) para flambagem por torção em relação ao eixo logitudinal z:

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

Onde:

$K_x L_x$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo x;

I_x é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo x;

$K_y L_y$ é o comprimento de flambagem por flexão em relação ao eixo y;

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

$K_z L_z$ é o comprimento de flambagem por torção;

E é o módulo de elasticidade do aço;

C_w é a constante de empenamento da seção transversal;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

I_T é o momento de inércia à torção uniforme;

r_o é o raio de giração polar da seção bruta em relação ao centro de cisalhamento, dado por:

$$r_o = \sqrt{(r_x^2 + r_y^2 + x_o^2 + y_o^2)}$$

x_o e y_o são as coordenadas do centro de cisalhamento. na direção dos eixos principais x e y, respectivamente, em relação ao centróide da seção.

K.2 Seções monossimétricas

A força normal de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal monossimétrica, cujo eixo y é o eixo de simetria, é dada por:

a) para flambagem elástica por flexão em relação ao eixo central de inércia x da seção transversal:

$$N_{ex} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_x L_x)^2}$$

b) para flambagem elástica por flexo-torção:

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

onde N_{ey} e N_{ez} são as forças normais de flambagem elástica conforme K.1-b) e K.1-c), respectivamente.

Caso o eixo x seja o eixo de simetria, basta substituir x por y em a) e y por x e y_o por x_o em b).

K.3 Seções assimétricas

A força normal de flambagem elástica, N_e, de uma barra com seção transversal assimétrica (sem nenhum eixo de simetria) é dada pela menor das raízes da seguinte equação cúbica:

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

Onde:

N_{ex}, N_{ey}, N_{ez}, x_o, y_o e r_o são definidos conforme K.1.

/ANEXO L

Anexo L (normativo)
Aberturas em almas de vigas

L.1 Este anexo aplica-se ao dimensionamento de vigas de aço e vigas mistas com seção transversal I ou H, biapoiadas, contínuas ou semicontínuas, com uma ou mais aberturas na alma. Adicionalmente:

- a seção transversal deve ser simétrica pelo menos em relação ao eixo que passa pelo plano médio da alma;

- o carregamento transversal deve situar-se exclusivamente no plano médio da alma, não se admitindo a atuação de força normal.

L.2 No dimensionamento, para verificação dos estados limites últimos considerando a influência das aberturas nas almas das vigas, incluindo a colocação de reforços quando necessária, deve ser usada bibliografia especializada ou norma ou especificação estrangeira, exceto para as situações previstas em L.3.

L.3 Podem ser feitas aberturas sem reforço em vigas cujas almas possuam relação h / t_w de no máximo $3{,}76\sqrt{E / f_y}$ e cuja mesa comprimida possua relação $b_{fc} / (2\, t_{fc})$ de no máximo $0{,}38\sqrt{E / f_y}$, quando as aberturas estiverem situadas dentro da zona neutra, definida em L.4 e, além do disposto em L.5 e L.6, o que for aplicável, os seguintes requisitos forem atendidos:

a) a resistência ao escoamento do aço deve ser menor ou igual a 350 MPa;

b) o perfil deve possuir altura total d menor ou igual a 1000 mm;

c) o perfil deve possuir relação entre altura total e maior largura de mesa (d / b_f) igual ou superior a 1,20;

d) o par momento fletor-força cortante na seção correspondente ao centro da abertura deve ser menor ou igual a esse par, na mesma posição, numa viga biapoiada de mesmo vão, sujeita ao máximo carregamento uniformemente distribuído possível;

e) perfis monossimétricos devem satisfazer, simultaneamente, às relações a seguir:

$$1{,}00 \leq A_{f1} / A_{f2} \leq 2{,}00$$

$$0{,}48 \leq A_{f2} / A_w \leq 1{,}31$$

$$0{,}70 \leq A_{f1} / A_w \leq 2{,}61$$

$$A_{f2} + A_w - h_o t_w > A_{f1}$$

f) vigas mistas devem satisfazer, simultaneamente, às relações a seguir:

$$t_c + h_F \leq 160 \text{ mm}$$

$b_{ef} \leq 3000$ mm

Onde:

b_{fc} é a largura total da mesa comprimida;

t_{fc} é a espessura da mesa comprimida;

A_{fl} é a maior área entre as áreas das mesas superior e inferior;

A_{f2} é a menor área entre as áreas das mesas superior e inferior;

A_w é a área da alma;

h é a altura da alma;

t_w é a espessura da alma;

h_o é a altura das aberturas;

t_c é a espessura da laje (para o caso de lajes com fôrma de aço incorporada, é a faixa de concreto acima da nervura da fôrma);

h_F é a altura da nervura da fôrma de aço incorporada;

b_{ef} é a largura efetiva da laje de concreto.

L.4 Define-se como zona neutra a região da alma que se origina no centro do vão e se estende em direção aos apoios da viga (figura L.1), na qual uma abertura com determinadas características não afeta significativamente as resistências a força cortante e momento fletor, para determinadas condições de contorno. A zona neutra deve ser considerada sempre centrada em relação à metade da altura do perfil. Os ábacos das figuras L.2 a L.10 delimitam a zona neutra para vigas com aberturas circulares e retangulares com $a_o = 2\,h_o$ (figura L.1). A relação entre a solicitação de cálculo (S_d) e a resistência de cálculo (R_d), para consulta aos ábacos, deve ser o maior dos seguintes valores, em região de momento positivo ou negativo:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{Rd}}$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Rd}}$$

Onde:

M_{Sd} é o momento fletor solicitante de cálculo;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo, determinado de acordo com 5.4 ou anexo Q, o que for aplicável;

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd} é a força cortante resistente de cálculo, determinada de acordo com 5.4.3 ou anexo Q, o que for aplicável;

L.5 No caso de vigas com mais de uma abertura, o espaçamento mínimo entre bordas de aberturas adjacentes, s, deve atender ao seguinte critério (figura L.1):

- para aberturas retangulares:

$$s \geq \begin{cases} h_o \\ a_o \left(\dfrac{V_{Sd}}{\dfrac{V_{p\ell}}{1{,}10} - V_{Sd}} \right) \end{cases}$$

- para aberturas circulares:

$$s \geq \begin{cases} 1{,}5\ D_o \\ D_o \left(\dfrac{V_{Sd}}{\dfrac{V_{p\ell}}{1{,}10} - V_{Sd}} \right) \end{cases}$$

Onde:

D_o é o diâmetro das aberturas;

a_o é o comprimento das aberturas;

$V_{p\ell}$ é a força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento, determinada de acordo com 5.4.3.2.2.

L.6 Aberturas retangulares devem possuir os cantos arredondados com raio mínimo de 16 mm ou 2 t_w, o que for maior.

L.7 Para verificação dos estados limites de utilização deverá ser levada em conta adequadamente a influência das aberturas.

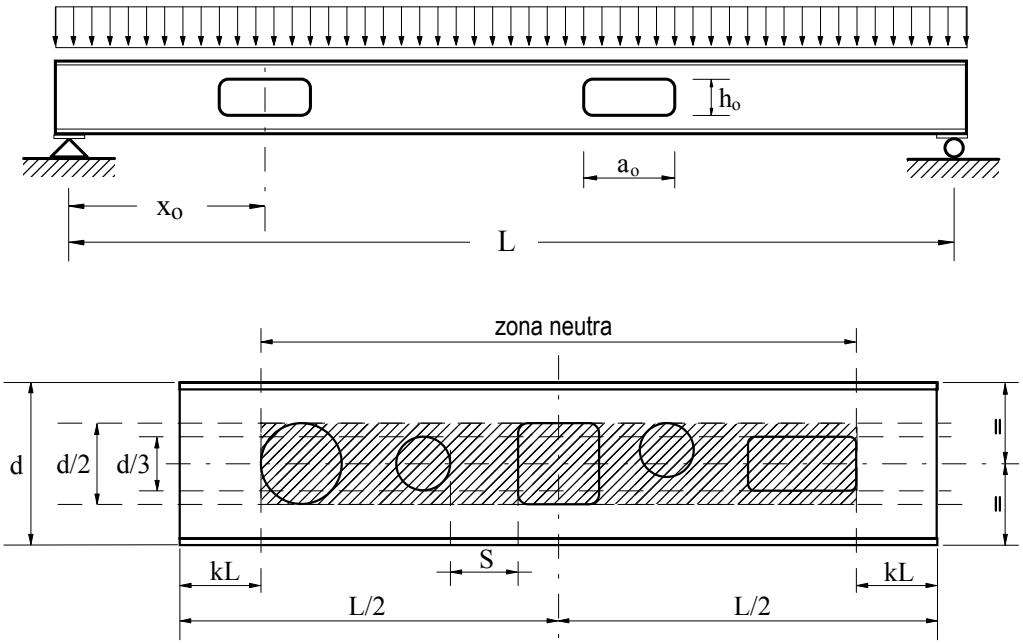


Figura L.1 – Zona neutra

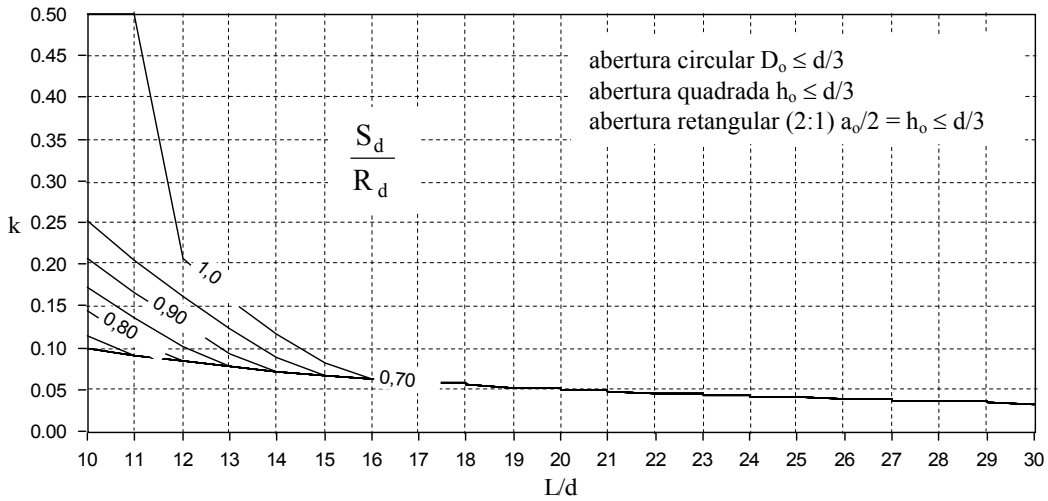


Figura L.2 - Zona neutra em vigas não-mistas para aberturas com altura $\le$ d/3 em perfis laminados com $h/t_w \le 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

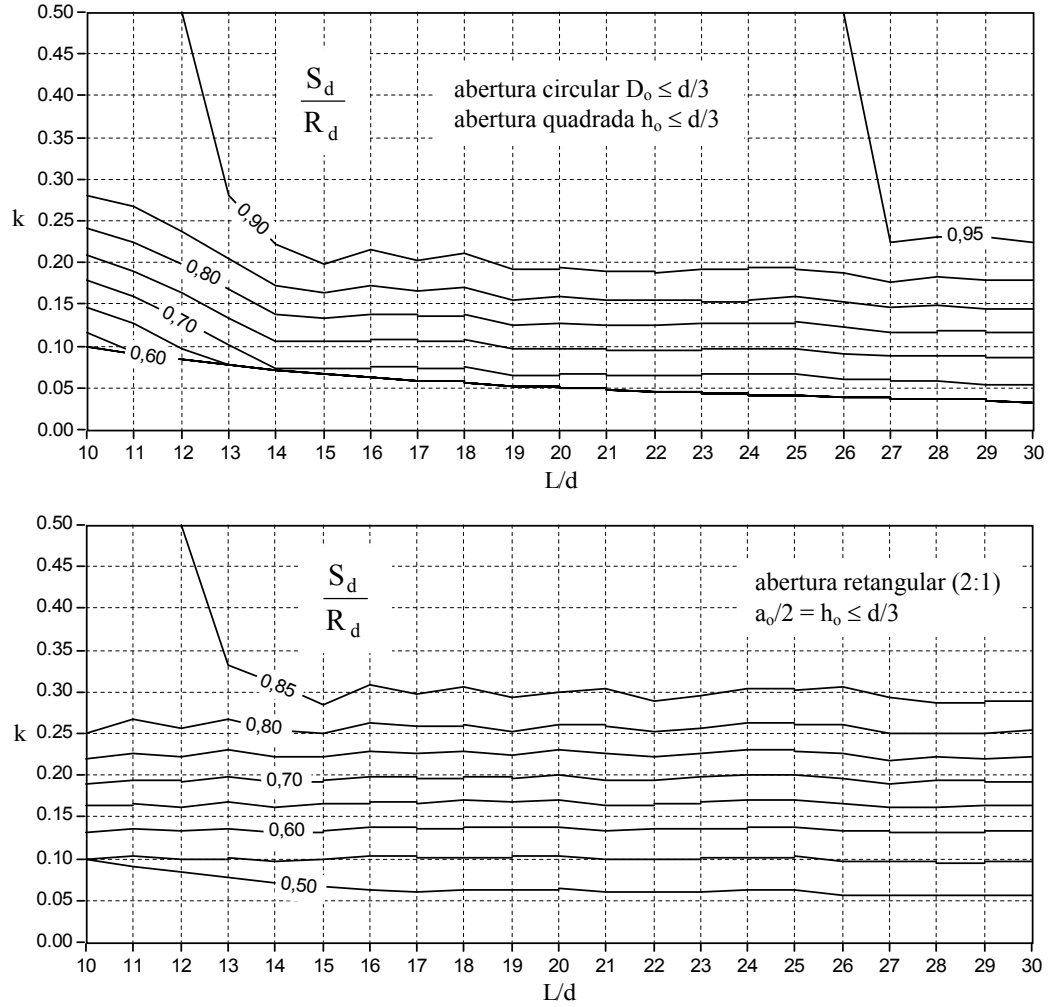


Figura L.3 - Zona neutra em vigas mistas para aberturas com altura $\le$ d/3 em perfis laminados com $h/t_w \le 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

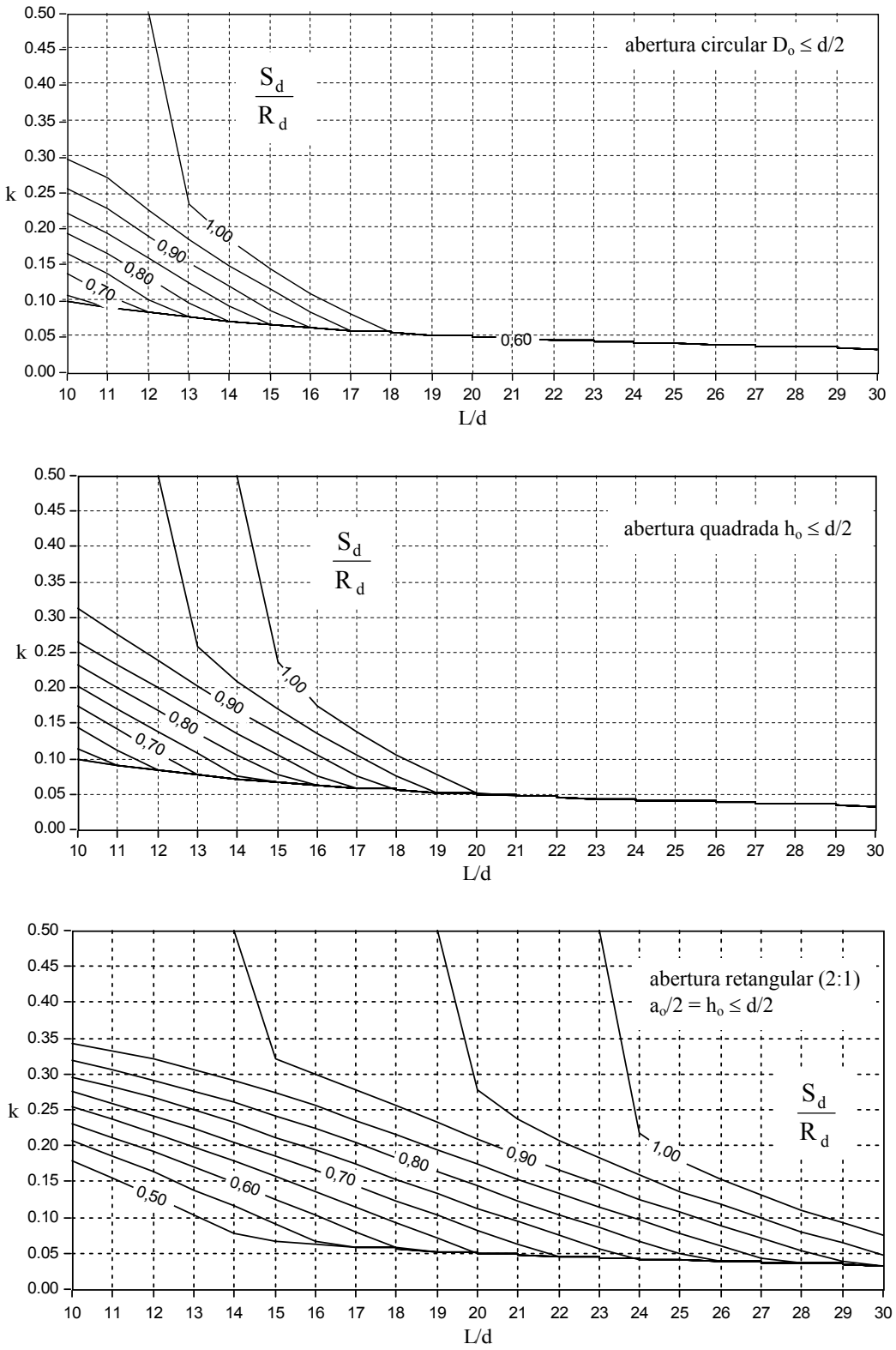


Figura L.4 - Zona neutra em vigas não-mistas para aberturas com altura $\leq$ d/2 em perfis laminados com $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

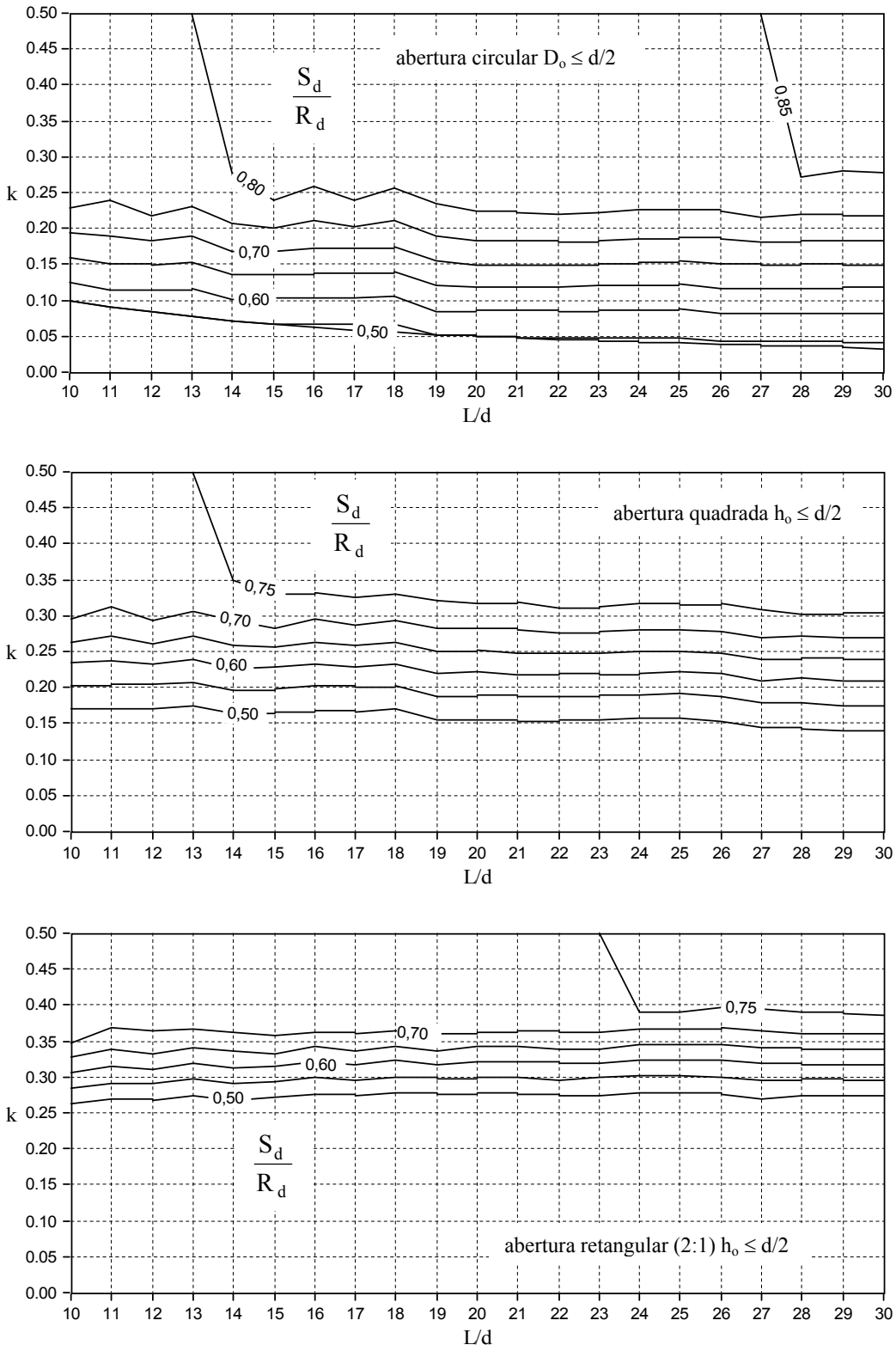


Figura L.5 - Zona neutra em vigas mistas para aberturas com altura ≤ d/2 em perfis laminados com $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

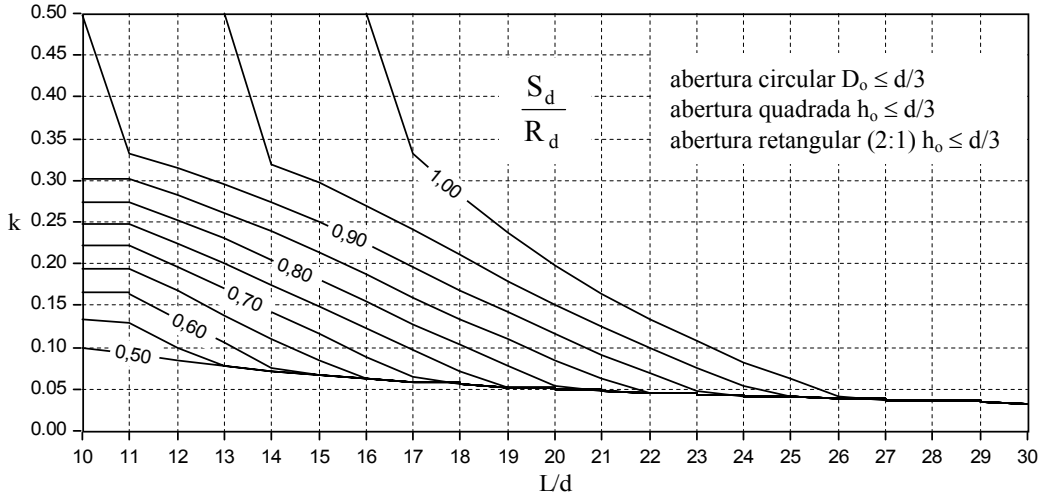


Figura L.6 - Zona neutra em vigas não-mistas para aberturas com altura $\le$ d/3 em perfis soldados com $h/t_w \le 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

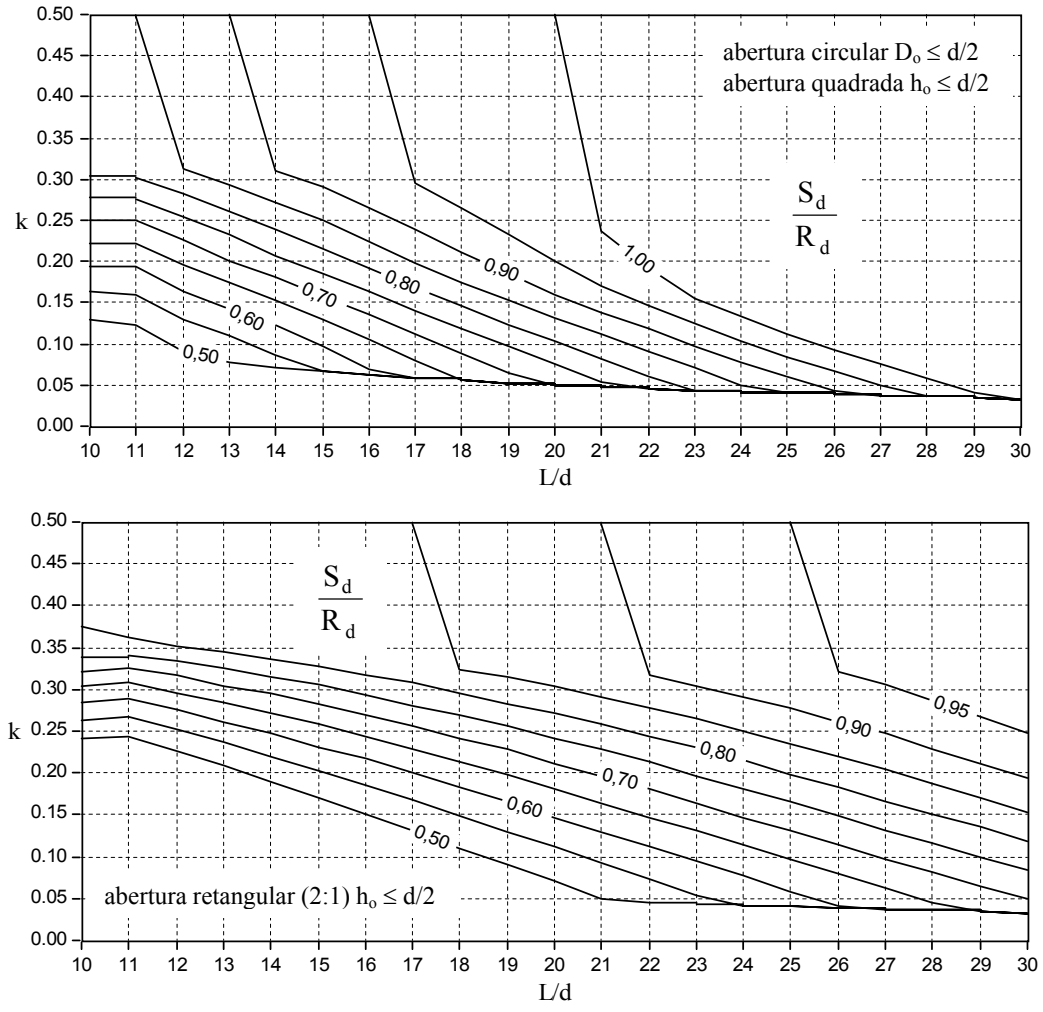


Figura L.7 - Zona neutra em vigas não-mistas para aberturas com altura $\le$ d/2 em perfis soldados com $h/t_w \le 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

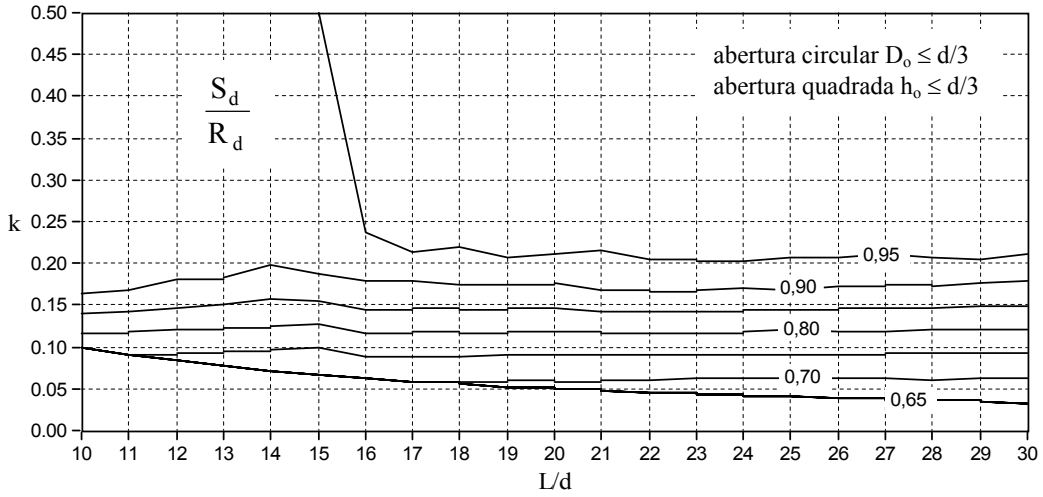


Figura L.8 - Zona neutra em vigas mistas para aberturas com altura ≤ d/3 em perfis soldados com $h/t_w \le 2{,}44\sqrt{E/f_y}$

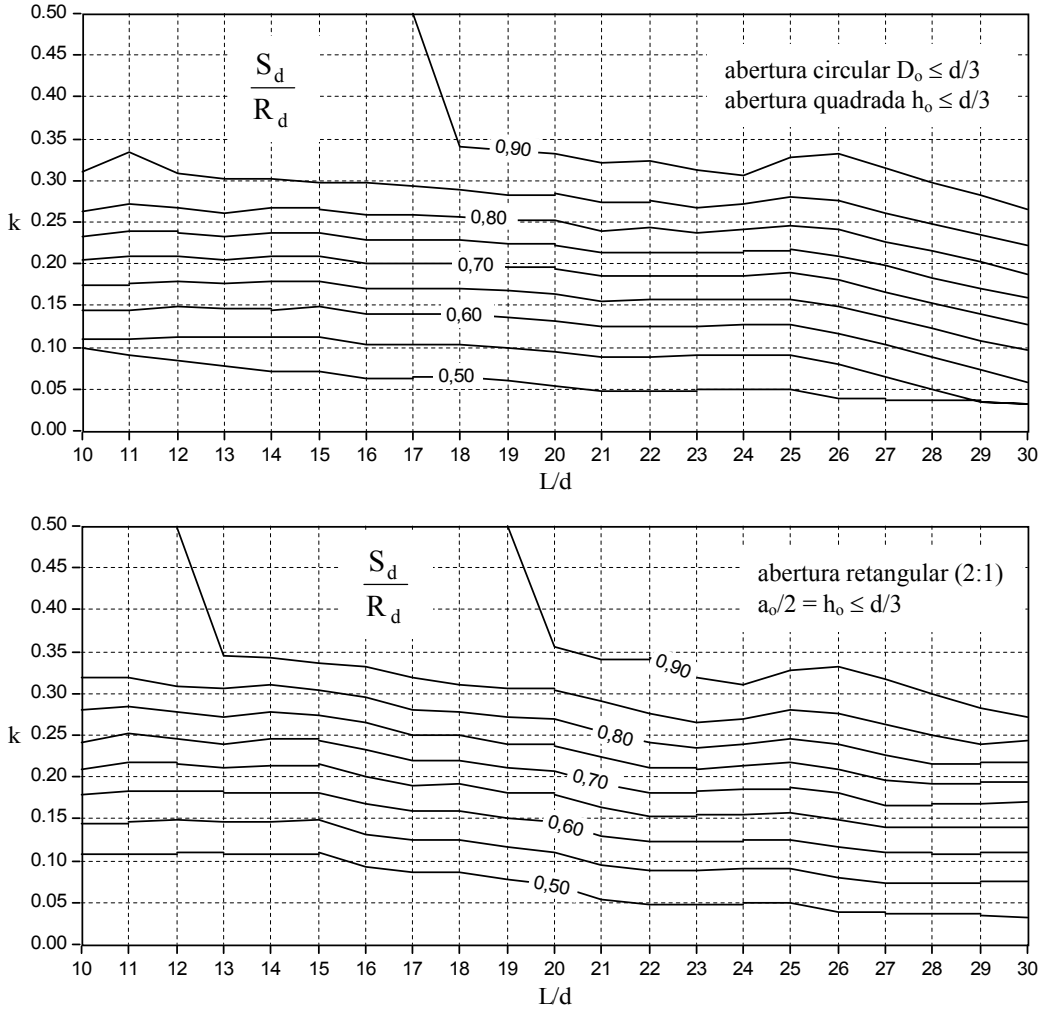
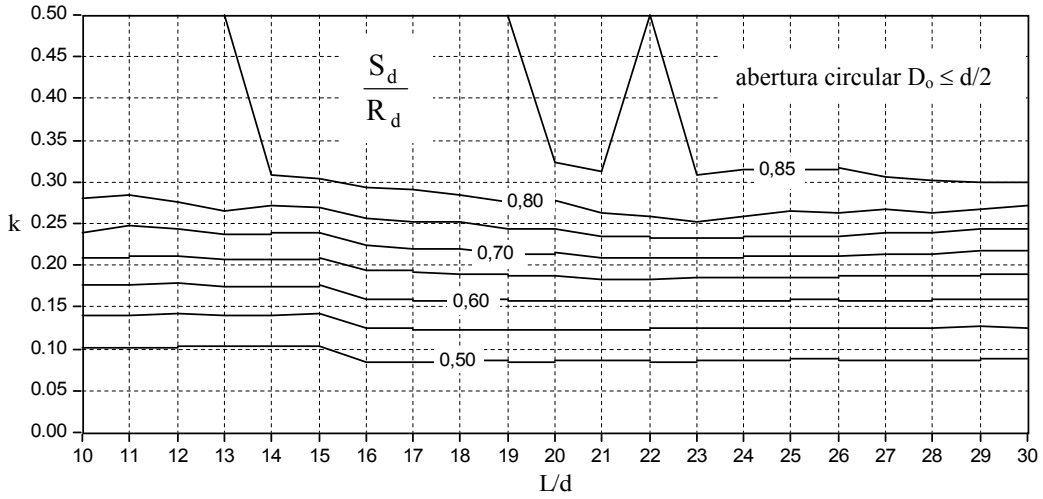
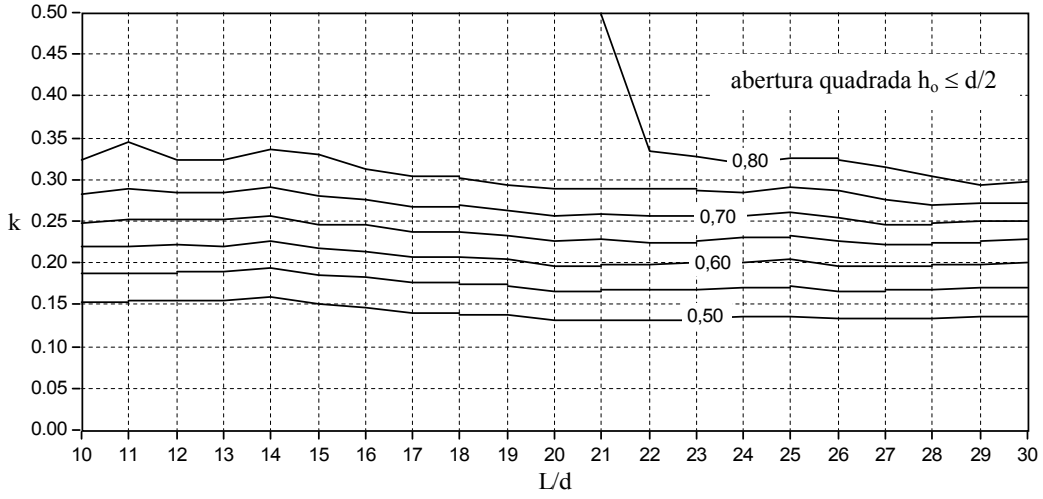


Figura L.9 - Zona neutra em vigas mistas para aberturas com altura ≤ d/3 em perfis soldados com $h/t_w \le 3{,}76\sqrt{E/f_y}$





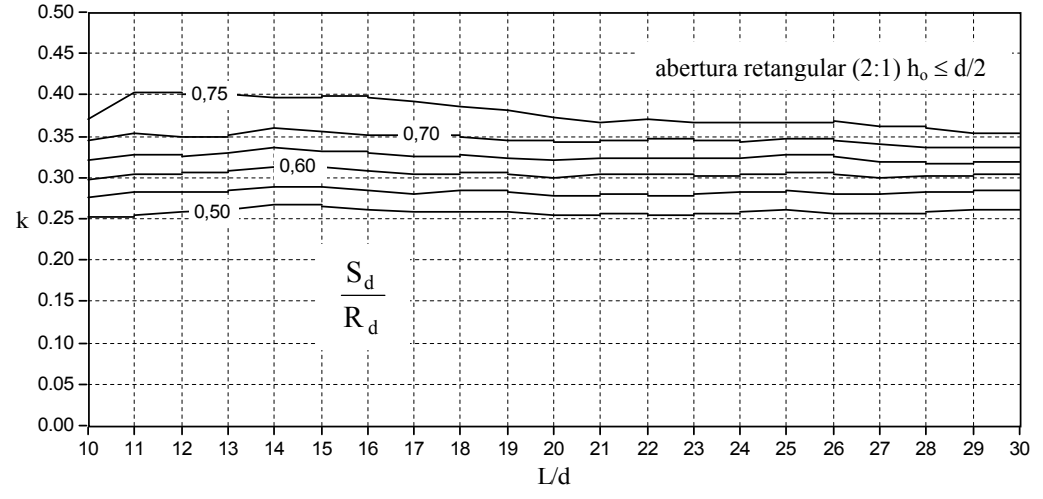


Figura L.10 - Zona neutra em vigas mistas para aberturas com altura $\leq$ d/2 em perfis soldados com $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$

Anexo M (normativo)
Fadiga

M.1 Aplicabilidade

M.1.1 Este anexo aplica-se a elementos estruturais de aço e ligações metálicas sujeitos a ações com grande número de ciclos, com variação de tensões no regime elástico cuja freqüência e magnitude são suficientes para iniciar fissuras e colapso progressivo (fadiga).

M.1.2 As prescrições dadas de M.2 a M.6 podem não se aplicar em parte ou na totalidade a ligações soldadas envolvendo um ou mais perfis tubulares. Recomenda-se, para a verificação destas ligações à fadiga, fazendo-se as adaptações necessárias para manter o nível de aceitabilidade previsto pela presente Norma, a utilização da AWS D1.1 ou da seguinte publicação:

- Zhao, X.-L.; Herion, S.; Packer, J.A.; Puthli, R.S.; Sedlacek, G.; Wardenier, J.; Weynand, K.; van Wingerde, A.M. & Yeomans, N.F. (2000). Design guide for circular and rectangular hollow section welded joints under fatigue loading. Comité International pour le Developpement et l'Étude de la Construction Tubulaire (CIDECT). Verlay TÜV Rheinland. Germany.

M.2 Generalidades

M.2.1 Os requisitos deste anexo aplicam-se a tensões calculadas com base em cargas não ponderadas, cujo valor máximo é igual a $0{,}66\,f_y$, onde f_y é a resistência ao escoamento do aço.

M.2.2 A faixa de variação de tensões é definida como a magnitude da mudança de tensão devida à aplicação ou remoção de ações variáveis não ponderadas. No caso de inversão de sinal da tensão em um ponto qualquer, a faixa de variação de tensões deve ser determinada pela diferença algébrica dos valores máximo e mínimo da tensão considerada, nesse ponto.

M.2.3 No caso de junta de topo com solda de entalhe de penetração total, o limite admissível para a faixa de variação de tensões (σ_{SR}) aplica-se apenas a soldas com qualidade interna obedecendo aos requisitos das seções 6.12.2 ou 6.13.2 da AWS D1.1:2002.

M.2.4 Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se a faixa de variação de tensões for inferior ao limite σ_{TH} dado na tabela M.1.

M.2.5 Nenhuma verificação de resistência à fadiga é necessária se o número de ciclos de aplicação da carga for menor que 20000.

M.2.6 A resistência a ações cíclicas determinada pelos requisitos deste anexo é aplicável apenas a estruturas:

- com proteção adequada à corrosão ou sujeitas apenas a atmosferas levemente corrosivas tais como condições atmosféricas normais;

- sujeitas a temperaturas inferiores a 150ºC.

M.3 Cálculo da tensão máxima e da máxima faixa de variação de tensões

M.3.1 O cálculo de tensões deve ser baseado em análise elástica. As tensões não devem ser amplificadas pelos fatores de concentração de tensão devidos a descontinuidades geométricas.

M.3.2 Para parafusos e barras redondas rosqueadas sujeitos à tração, as tensões calculadas devem incluir o efeito de alavanca, se existir.

M.3.3 No caso de força normal combinada com momento fletor, as máximas tensões, de cada tipo, devem ser determinadas pelas combinações adequadas das ações aplicadas.

M.3.4 Para barras com seções transversais simétricas, os parafusos e as soldas devem ser distribuídos simetricamente em relação ao eixo da barra, ou as tensões consideradas no cálculo da faixa de variação de tensões devem incluir os efeitos da excentricidade.

M.3.5 Para cantoneiras sujeitas à força normal, onde o centro de gravidade das soldas de ligação fica entre as linhas que passam pelo centro de gravidade da seção transversal da cantoneira e pelo centro da aba conectada, os efeitos da excentricidade podem ser ignorados. Se o centro de gravidade das soldas situar-se fora desta zona, as tensões totais, incluindo aquelas devidas à excentricidade, devem ser incluídas no cálculo da faixa de variação de tensões.

M.4 Faixa admissível de variação de tensões

A faixa de variação de tensões não deve exceder os valores dados a seguir:

a) para as categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR}, em megapascal, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\, C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

Onde:

F_{SR} é a faixa admissível de variação de tensões, em megapascal;

C_f é a constante dada na tabela M.1 para a categoria correspondente;

N é o número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura;

σ_{TH} é o limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de solicitação, dado na tabela M.1, em megapascal.

b) para a categoria de detalhe F, a faixa admissível de variação de tensões, σ_{SR}, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4\, C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$$

c) para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de entalhe de penetração total, soldas de entalhe de penetração parcial, soldas de filete ou combinações das

anteriores, dispostas transversalmente à direção das tensões, a faixa admissível de variação de tensões na seção transversal da chapa tracionada, na linha de transição entre o metal base e a solda, deve ser determinada da seguinte forma:

- com base em início de fissuração a partir da linha de transição entre o metal base e a solda, para categoria de detalhe C, pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333} \geq 68{,}9 \text{ MPa}$$

- com base em início de fissuração a partir da raiz da solda, no caso de soldas de entalhe de penetração parcial, com ou sem soldas de filete de reforço ou de contorno, para categoria de detalhe C', pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{PJP} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$$

Onde:

R_{PJP} é o fator de redução para soldas de entalhe de penetração parcial, com ou sem filete de reforço (se $R_{PJP} = 1{,}0$, usar categoria de detalhe C), dado por:

$$R_{PJP} = \left(\frac{0{,}65 - 0{,}59 \left(\frac{2a}{t_p} \right) + 0{,}72 \left(\frac{w}{t_p} \right)}{t_p^{0{,}167}} \right) \leq 1{,}0$$

2a é o comprimento da face não soldada da raiz na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetro;

w é a dimensão da perna do filete de reforço ou de contorno, se existir, na direção da espessura da chapa tracionada, em milímetro;

t_p é a espessura da chapa tracionada, em milímetro.

- com base em início de fissuração a partir das raízes de um par de filetes de solda transversais, em lados opostos da chapa tracionada, para categoria de detalhe C" pela equação a seguir:

$$\sigma_{SR} = 1{,}72\, R_{FIL} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$$

Onde:

R_{FIL} é o fator de redução para juntas constituídas apenas de um par de filetes de solda transversais. Usar categoria de detalhe C se $R_{FIL} = 1{,}0$.

$$R_{FIL} = \left(\frac{0,06 + 0,72 \frac{w}{t_p}}{t_p^{0,167}} \right) \leq 1,0$$

M.5 Parafusos e barras redondas rosqueadas

A faixa de variação de tensões não deve exceder a faixa admissível calculada como a seguir:

a) para ligações parafusadas sujeitas a corte nos parafusos, a faixa admissível de variação de tensões no material do elemento ligado é dada pela equação a seguir, onde C_f e F_{TH} são dados na seção 2 da tabela M.1:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\, C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

b) para parafusos de alta resistência, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada, cortada ou usinada, a faixa de variação de tensões de tração na área líquida do parafuso ou da barra redonda rosqueada, proveniente de força normal e momento fletor incluindo efeito de alavanca, não deve exceder a faixa admissível dada pela seguinte equação:

$$\sigma_{SR} = \left(\frac{327\, C_f}{N} \right)^{0,333} \geq \sigma_{TH}$$

O fator C_f deve ser tomado igual a $3,9 \times 10^8$ (como para a categoria E'). O limite σ_{TH} deve ser tomado igual a 48 MPa (como para a categoria D). A área efetiva deve ser determinada conforme 6.3.2.2.

Para juntas nas quais o material no interior da pega não seja limitado a aço ou juntas que não sejam pré-tensionadas conforme os requisitos da tabela 16, a força normal e o momento incluindo efeito de alavanca (se existir) devem ser considerados como transmitidos exclusivamente pelos parafusos ou barras redondas rosqueadas.

Para juntas nas quais o material no interior da pega seja limitado a aço, pré-tensionadas conforme os requisitos da tabela 16, permite-se uma análise da rigidez relativa das partes conectadas e dos parafusos para determinar a faixa de variação de tensões de tração nos parafusos pretensionados devida à força normal e ao momento fletor incluindo efeito de alavanca. Alternativamente, a faixa de variação de tensões nos parafusos pode ser considerada igual a 20% da tensão na área líquida devida à força normal e ao momento fletor provenientes de todas as ações, permanentes e variáveis.

M.6 Requisitos especiais de fabricação e montagem

M.6.1 Permite-se que chapas de espera longitudinais sejam deixadas no local e, se usadas, devem ser contínuas. Se forem necessárias emendas nas chapas de espera em juntas longas, tais emendas devem ser feitas com solda de entalhe de penetração total e o excesso de solda deve ser esmerilhado longitudinalmente antes do posicionamento da barra na junta.

M.6.2 Em juntas transversais sujeitas a tração, as chapas de espera, se usadas, devem ser removidas e é necessário fazer extração de raiz e contra-solda na junta.

M.6.3 Em juntas em T ou de canto, feitas com solda de entalhe de penetração total, um filete de reforço não menor que 6 mm deve ser adicionado nos cantos reentrantes.

M.6.4 A rugosidade superficial de bordas cortadas a maçarico, sujeitas a faixas de variações de tensões significativas, não deve exceder 25 μm, usando-se como norma de referência a ASME B46.1.

M.6.5 Cantos reentrantes em regiões de cortes, recortes e em aberturas para acesso de soldagem devem formar um raio não menor que 10 mm. Para isto deve ser feito um furo sub-broqueado ou subpuncionado com raio menor, usinado posteriormente até o raio final. Alternativamente o raio pode ser obtido por corte a maçarico, devendo, neste caso, esmerilhar-se a superfície do corte até o estado de metal brilhante.

M.6.6 Para juntas transversais com soldas de entalhe de penetração total, em regiões de tensões de tração elevadas, devem ser usados prolongadores para garantir que o término da solda ocorra fora da junta acabada. Os prolongadores devem ser removidos e a extremidade da solda deve ser esmerilhada até facear com a borda das peças ligadas. Limitadores nas extremidades da junta não devem ser usados.

M.6.7 Ver seção 6.2.6.2.6 para requisitos relativos a retornos em certas soldas de filete sujeitas a carregamentos cíclicos.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
Seção 1 - Material base afastado de qualquer solda				
1.1 Metal base, exceto aços resistentes à corrosão atmosférica não pintados, com superfícies laminadas, sujeitas ou não a limpeza superficial. Bordas cortadas a maçarico com rugosidade superficial não superior a 25 μm, mas sem cantos reentrantes.	A	$250x10^8$	165	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.2 Metal base de aço resistente à corrosão atmosférica não pintado com superfícies laminadas, sujeitas ou não a limpeza superficial. Bordas cortadas a maçarico com rugosidade superficial não superior a 25 μm, mas sem cantos reentrantes.	B	$120x10^8$	110	Afastado de qualquer solda ou ligação estrutural.
1.3 Peças com furos broqueados ou alargados. Peças com cantos reentrantes em recortes ou outras descontinuidades geométricas obedecendo aos requisitos de M.6, exceto aberturas para acesso de soldagem.	B	$120x10^8$	110	Em qualquer borda externa ou perímetro de abertura.
1.4 Seções transversais laminadas com aberturas para acesso de soldagem obedecendo aos requisitos de 6.1.14 e M.6. Peças com furos broqueados ou alargados contendo parafusos para ligação de contraventamentos leves, com pequena solicitação.	C	$44x10^8$	69	Em cantos reentrantes de aberturas para acesso de soldagem ou qualquer furo pequeno (podendo conter parafusos para ligações pouco importantes).
Seção 2 - Materiais ligados em ligações parafusadas				
2.1 Seção bruta do metal base em juntas por sobreposição com parafusos de alta resistência satisfazendo todos os requisitos aplicáveis a ligações por atrito.	B	$120x10^8$	110	Através da seção bruta próxima ao furo.
2.2 Metal base na seção líquida em juntas com parafusos de alta resistência calculados com base em resistência por contato, porém, com fabricação e instalação atendendo a todos os requisitos aplicáveis a ligações por atrito.	B	$120x10^8$	110	Na seção líquida com origem na borda do furo.
2.3 Metal base na seção líquida de outras ligações parafusadas exceto em olhais e chapas ligadas por pino.	D	$22x10^8$	48	Na seção líquida com origem na borda do furo.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
2.4 Metal base na seção líquida de olhais e chapas ligadas por pino.	E	$11x10^8$	31	Na seção líquida com origem na borda do furo.
Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis				
3.1 Metal base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de entalhe de penetração total, com extração de raiz e contra-solda, ou por soldas contínuas de filete.	B	$120x10^8$	110	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, em pontos afastados da extremidade da solda.
3.2 Metal base e metal da solda em barras sem acessórios, compostas de chapas ou perfis ligados por soldas longitudinais contínuas de entalhe de penetração total, com chapas de espera não removidas, ou por soldas contínuas de filete.	B'	$61x10^8$	83	A partir da superfície ou de descontinuidades internas da solda, incluindo a solda de ligação da chapa de espera.
3.3 Metal base e metal da solda nas extremidades de soldas longitudinais das aberturas de acesso para soldagem em barras compostas.	D	$22x10^8$	48	A partir da extremidade da solda, penetrando na alma ou na mesa.
3.4 Metal base nas extremidades de segmentos longitudinais de soldas intermitentes de filete.	E	$11x10^8$	31	No material ligado, em locais de começo e fim de deposição de solda.
3.5 Metal base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais estreitas que a mesa, tendo extremidades esquadrejadas ou com redução gradual de largura, com ou sem soldas transversais nas extremidades, ou lamelas mais largas que a mesa com soldas transversais nas extremidades. Espessura da mesa ≤ 20 mm Espessura da mesa > 20 mm	 E E'	 $11x10^8$ $3,9x10^8$	 31 18	Na mesa junto ao pé da solda transversal da extremidade, na mesa junto ao término da solda longitudinal, ou ainda na borda da mesa com lamela mais larga.
3.6 Metal base nas extremidades de lamelas soldadas de comprimento parcial, mais largas que a mesa, sem soldas transversais nas extremidades.	E'	$3,9x10^8$	18	Na borda da mesa junto à extremidade da solda da lamela.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
Seção 4 - Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais				
4.1 Metal base na junção de barras solicitadas axialmente com ligações de extremidade soldadas longitudinalmente. As soldas devem ficar de cada lado do eixo da barra, de forma a equilibrar as tensões na solda.				Iniciando a partir de qualquer extremidade de solda, estendendo-se no metal base.
$t \leq 13$ mm	E	$11x10^8$	31	
$t > 13$ mm	E'	$3,9x10^8$	18	
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões				
5.1 Metal base e metal da solda em emendas de perfis laminados ou soldados de seção transversal similar, feitas com soldas de entalhe de penetração total, devendo estas soldas serem niveladas com o metal base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	$120x10^8$	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.
5.2 Metal base e metal da solda em emendas com soldas de entalhe de penetração total, havendo transições de largura ou de espessura com inclinação entre 8 e 20%; as soldas devem ser niveladas com o metal base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.				A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão ou no início da transição quando $f_y \geq 620\,MPa$.
$f_y < 620\,MPa$	B	120x108	110	
$f_y \geq 620\,MPa$	B'	61x108	83	
5.3 Metal base com $f_y \geq 620$ MPa e metal da solda em emendas com soldas de entalhe de penetração total, havendo transição de largura feita com raio igual ou superior a 600 mm, com o ponto de tangencia na extremidade da solda de penetração; as soldas devem ser niveladas com o metal base por meio de esmerilhamento na direção das tensões aplicadas.	B	$120x10^8$	110	A partir de descontinuidades internas no metal da solda ou ao longo da face de fusão.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
5.4 Metal base e metal da solda em emendas, juntas em T ou juntas de canto, com soldas de entalhe de penetração total, havendo transição de espessura com inclinação entre 8 e 20%, ou sem transição de espessura, quando o excesso de solda não for removido.	C	44×10^8	69	A partir de descontinuidades superficiais na transição entre a solda e o metal base estendendo-se no metal base, ou ao longo da face de fusão.
5.5 Metal base e metal da solda em ligações transversais de topo ou em T ou de canto, nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com soldas de entalhe de penetração parcial, complementadas com solda de filete de reforço ou contorno; F_{SR} deve ser o menor dos dois valores a seguir: Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal base. Início de fissura na raiz da solda.	 C C'	 44×10^8 $\sigma_{SR} = 1{,}72 R_{PJP} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$	 69 Não previsto.	A partir de descontinuidades geométricas na transição entre a solda e o metal base estendendo-se no metal base, ou a partir da raiz da solda sujeita a tração estendendo-se através da solda.
5.6 Metal base e metal da solda em ligações transversais nas extremidades de elementos de chapa tracionados, feitas com dois filetes de solda em lados opostos da chapa; F_{SR} deve ser o menor dos dois valores a seguir: Início de fissura a partir da transição entre a solda e o metal base. Início de fissura na raiz da solda.	 C C''	 44×10^8 $\sigma_{SR} = 1{,}72 R_{FIL} \left(\frac{14{,}4 \times 10^{11}}{N} \right)^{0{,}333}$	 69 Não previsto.	A partir de descontinuidades geométricas na transição entre a solda e o metal base estendendo-se no metal base, ou a partir da raiz da solda sujeita a tração estendendo-se através da solda.
5.7 Metal base em elementos de chapa tracionados e metal base em almas ou mesas de vigas, no pé de filetes de solda adjacentes a enrijecedores transversais soldados.	C	44×10^8	69	A partir de descontinuidades geométricas no pé do filete de solda estendendo-se no metal base.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
Seção 6 – Metal base em ligações transversais soldadas de barras				
6.1 Metal base na ligação de um acessório feita com solda longitudinal de entalhe de penetração total, sujeito a solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Próximo ao ponto de tangência na extremidade do acessório.
$R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110	
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > R	E	11×10^8	31	
6.2 Metal base na ligação de um acessório coplanar de mesma espessura feita com solda longitudinal de entalhe de penetração total sujeita a solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				
Quando o excesso de solda for removido:				
$R \geq 600$ mm	B	120×10^8	110	Próximo ao ponto de tangência na extremidade do acessório, ou ainda na solda, na face de fusão, no elemento principal ou no acessório.
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > R	E	11×10^8	31	
Quando o excesso de solda não for removido:				
$R \geq 600$ mm	C	120×10^8	110	Na transição entre a solda e o metal base podendo ser na borda da peça principal ou no acessório.
600 mm > R ≥ 150 mm	C	44×10^8	69	
150 mm > R ≥ 50 mm	D	22×10^8	48	
50 mm > R	E	11×10^8	31	

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
6.3 Metal base na ligação de um acessório coplanar de espessura diferente feita com solda longitudinal de entalhe de penetração total sujeita a solicitação transversal, com ou sem solicitação longitudinal, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				
Quando o excesso de solda for removido:				
R > 50 mm	D	$22x10^8$	48	Na transição entre a solda e o metal base na borda do material menos espesso.
R ≤ 50 mm	E	$11x10^8$	31	A partir da extremidade da solda.
Quando o excesso de solda não for removido:				
Qualquer raio	E	$11x10^8$	31	Na transição entre a solda e o metal base na borda do material menos espesso.
6.4 Metal base sujeito a tensões longitudinais junto a ligações de barras transversais, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de entalhe de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Na extremidade da solda ou a partir da transição entre a solda e o metal base estendendo-se no metal base ou no acessório.
R > 50 mm	D	$22x10^8$	48	
R ≤ 50 mm	E	$11x10^8$	31	

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
Seção 7 – Metal base junto a acessórios curtos				
7.1 Metal base sujeito a solicitação longitudinal, junto a acessórios ligados por soldas longitudinais de entalhe de penetração total, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R menor que 50 mm, com comprimento do acessório na direção longitudinal igual a a e altura normal à superfície da barra igual a b:				No metal base junto à extremidade da solda.
$a < 50$ mm	C	44×10^8	69	
50 mm $\leq 12\,b$ ou 100 mm	D	22×10^8	48	
$a > 12\,b$ ou 100 mm quando $b \leq 25$ mm	E	11×10^8	31	
$a > 12\,b$ ou 100 mm quando $b > 25$ mm	E'	$3{,}9 \times 10^8$	18	
7.2 Metal base sujeito a tensões longitudinais junto a acessórios, com ou sem tensões transversais, ligados por soldas longitudinais de filete ou de entalhe de penetração parcial, quando o detalhe de transição do acessório for feito com um raio R e a solda esmerilhada nos pontos terminais para obter concordância:				Na extremidade da solda estendendo-se no metal base.
$R > 50$ mm	D	22×10^8	48	
$R \leq 50$ mm	E	11×10^8	31	
Seção 8 – Miscelânea				
8.1 Metal base junto a conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça ligados por solda de filete ou eletro-fusão.	C	44×10^8	69	Na transição entre a solda e o metal base.
8.2 Cisalhamento na garganta de filetes de soldas transversais ou longitudinais contínuos ou intermitentes.	F	$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4\, C_f}{N} \right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$ 150×10^{10}	55	Na garganta da solda.
8.3 Metal base junto a soldas de tampão em furos ou rasgos.	E	11×10^8	31	Na extremidade da solda no metal base.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga (continuação)

Descrição	Categoria de tensão	Constante C_f	Limite σ_{TH} (MPa)	Ponto de início potencial de fissura
8.4 Cisalhamento em soldas de tampão em furos ou rasgos.	F	$\sigma_{SR} = \left(\frac{11 \times 10^4 \, C_f}{N}\right)^{0,167} \geq \sigma_{TH}$ 150×10^{10}	55	Na transição plana entre a solda e o metal base.
8.5 Parafusos de alta resistência instalados sem protensão total, parafusos comuns e barras redondas rosqueadas com rosca laminada, cortada ou usinada. Faixa de variação das tensões de tração calculadas com base na área líquida, incluindo efeito de alavanca quando aplicável.	E'	$3,9 \times 10^8$	48	Na raiz da rosca estendendo-se pela seção líquida.

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga - Detalhes (continuação)

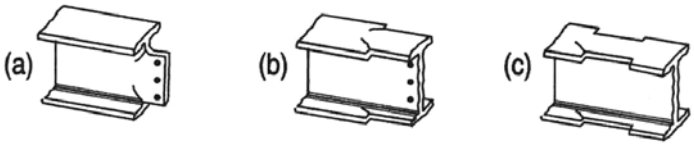
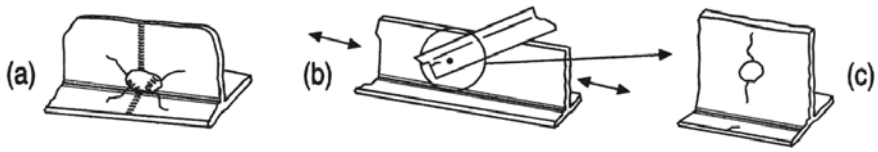
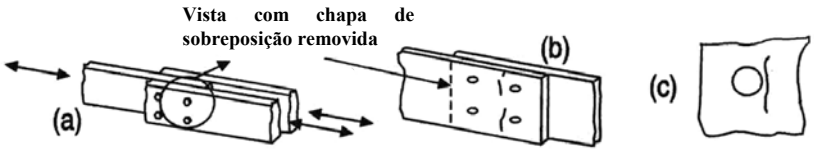
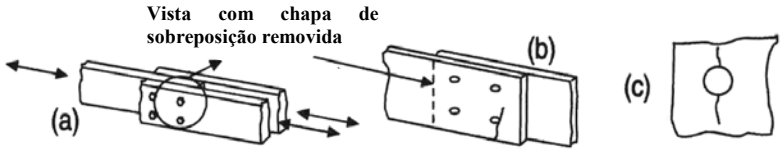
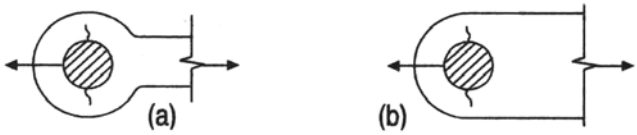
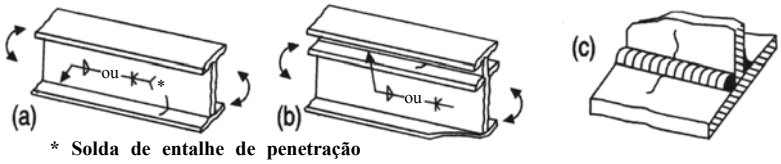
Seção 1 - Material base afastado de qualquer solda
1.1 e 1.2 
1.3 
1.4 
Seção 2 - Materiais ligados em ligações parafusadas
2.1 
2.2 
2.3 
2.4 
Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis
3.1  *** Solda de entalhe de penetração**

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga - Detalhes (continuação)

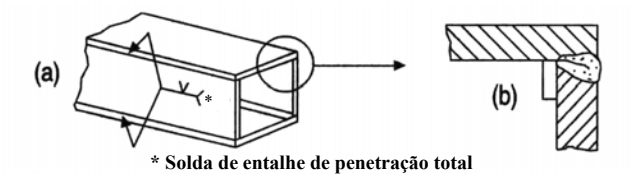
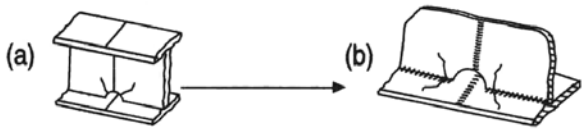
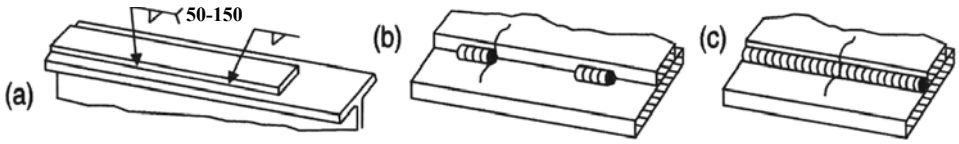
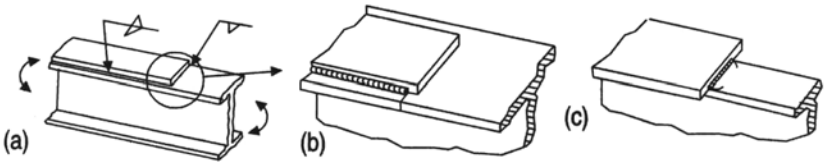
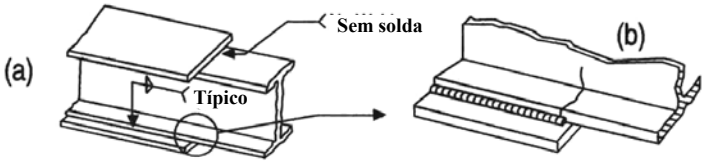
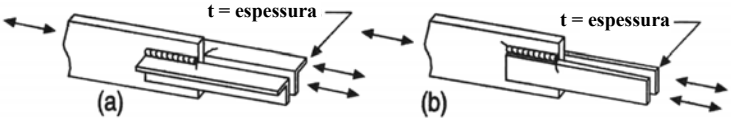
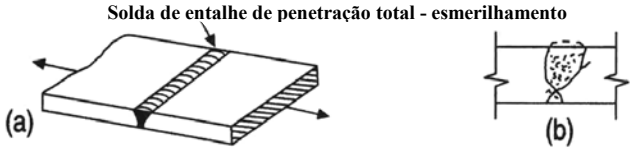
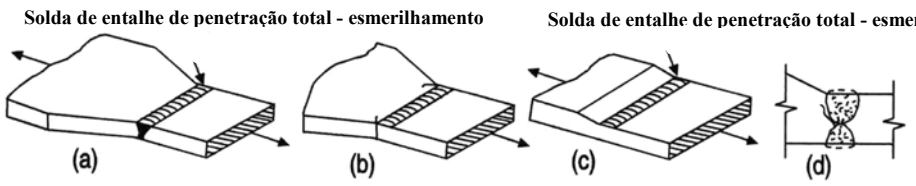
Seção 3 - Ligações soldadas dos componentes de barras compostas de chapas ou perfis (continuação)	
3.2	
3.3	
3.4	
3.5	
3.6	
Seção 4 - Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais	
4.1	
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões	
5.1	
5.2	

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga - Detalhes (continuação)

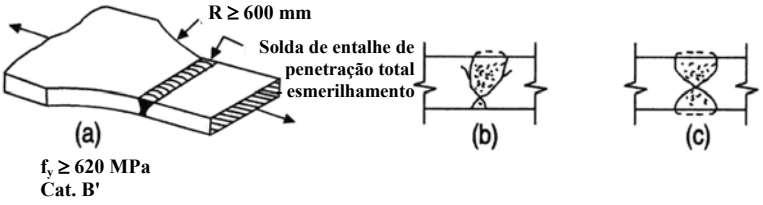
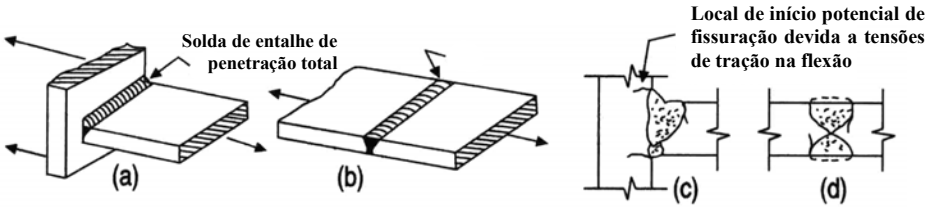
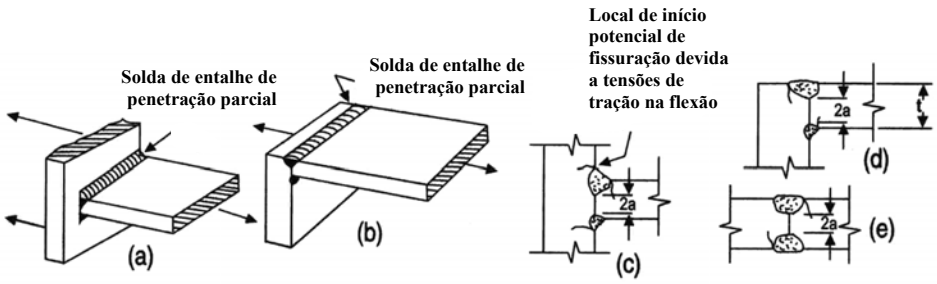
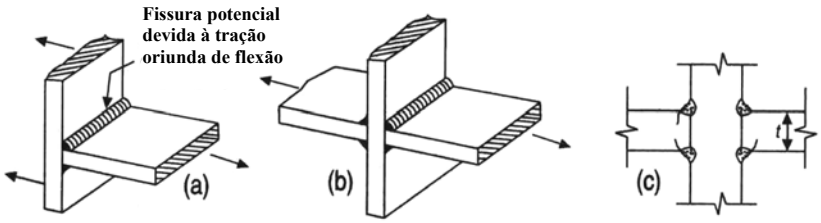
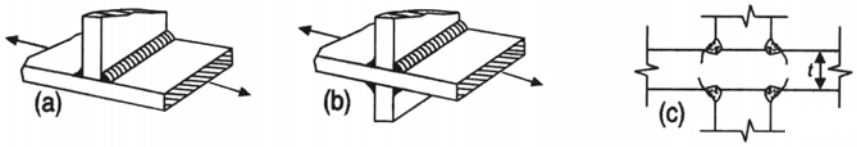
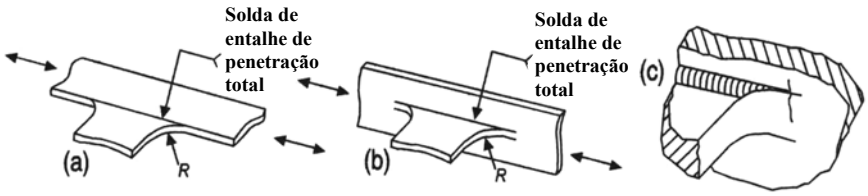
Seção 5 - Ligações soldadas transversais à direção das tensões (continuação)	
5.3	
5.4	
5.5	
5.6	
5.7	
Seção 6 – Metal base em ligações transversais soldadas de barras	
6.1	

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga - Detalhes (continuação)

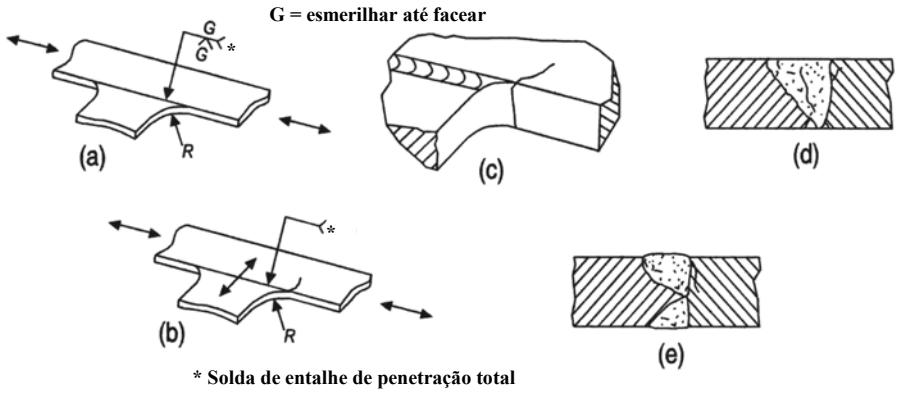
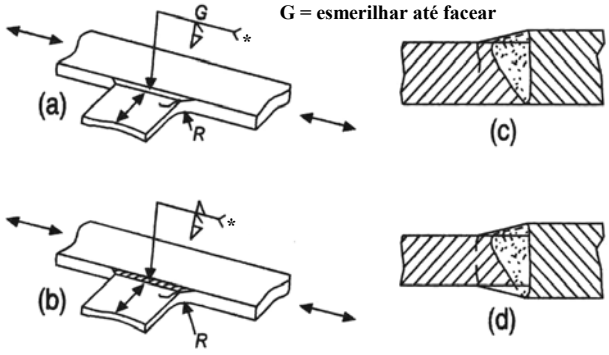
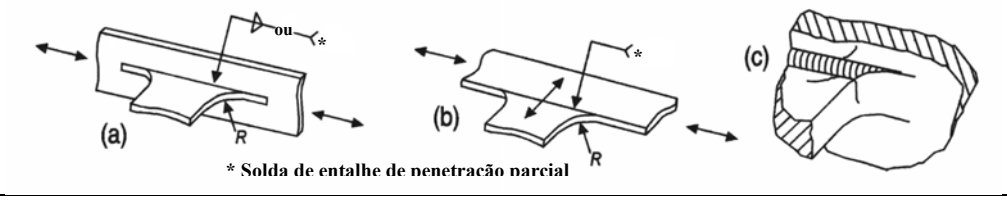
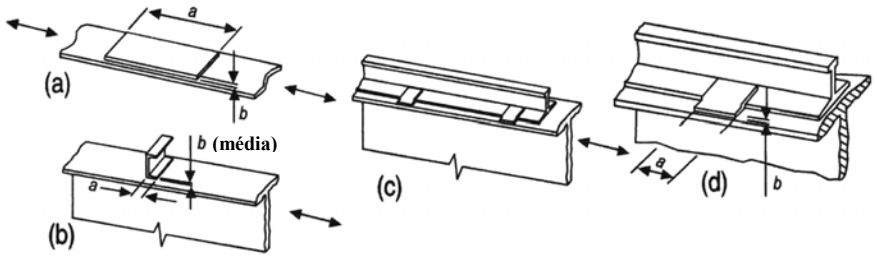
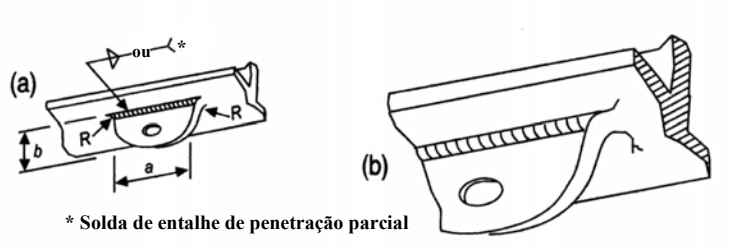
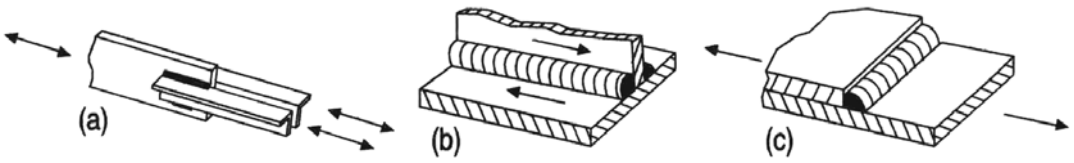
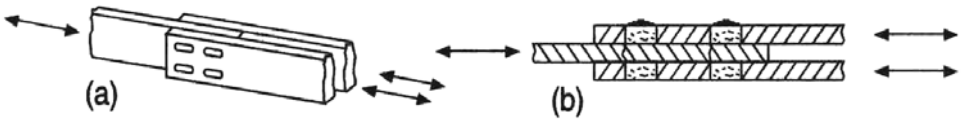
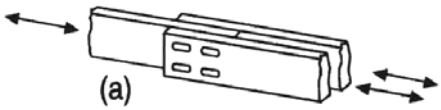
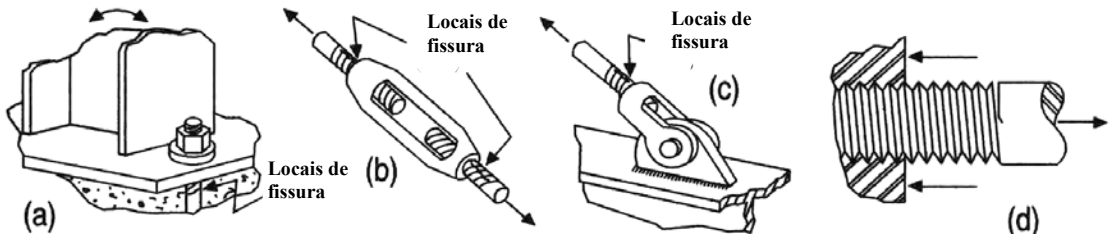
Seção 6 – Metal base em ligações transversais soldadas de barras (continuação)	
6.2	 * Solda de entalhe de penetração total
6.3	 * Solda de entalhe de penetração total
6.4	 * Solda de entalhe de penetração parcial
Seção 7 – Metal base junto a acessórios curtos	
7.1	

Tabela M.1 - Parâmetros de fadiga - Detalhes (conclusão)

Seção 7 – Metal base junto a acessórios curtos (continuação)
7.2 
Seção 8 – Miscelânea
8.1 
8.2 
8.3 
8.4 
8.5 

Anexo N (normativo)
Requisitos específicos para barras de seção variável

N.1 Aplicabilidade

N.1.1 Este anexo aplica-se às barras de seção variável que atendam aos seguintes requisitos:

- as seções transversais devem ser I, H ou caixão, com dois eixos de simetria;
- as mesas devem ter seção constante entre seções contidas contra instabilidade;
- a altura da(s) alma(s) deve variar linearmente entre seções contidas contra instabilidade.

N.1.2 O cálculo e o projeto de barras de seção variável que atendam aos requisitos listados em N.1.1 devem ser efetuados conforme as prescrições contidas na seção 5 desta Norma, exceto nos casos a seguir, em que são exigidas algumas adaptações.

N.2 Força normal de tração resistente de cálculo

A força normal de tração resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com as prescrições da subseção 5.2, tomando-se a área bruta da seção transversal de menor altura e a área líquida da seção sujeita à ruptura.

N.3 Força normal de compressão resistente de cálculo

A força normal de compressão resistente de cálculo deve ser determinada de acordo com as prescrições da subseção 5.3, tomando-se as dimensões e as propriedades geométricas da seção de menor altura. Além disso, na determinação das tensões de flambagem elástica, os coeficientes de flambagem por flexão em torno do eixo perpendicular à alma e de torção devem ser determinados por análise racional ou usando bibliografia especializada (o coeficiente de flambagem por flexão em torno do eixo perpendicular às mesas podes ser determinado como para barras prismáticas).

N.4 Momento fletor resistente de cálculo para vigas não esbeltas e esbeltas

N.4.1 O momento fletor resistente de cálculo para o estado limite de flambagem lateral com torção, entre seções contidas lateralmente, não pode ser inferior ao momento fletor solicitante de cálculo da seção onde ocorre a maior tensão de compressão nas mesas. Para este estado limite aplicam-se as prescrições da subseção 5.4, mas determinando-se o fator de modificação para diagrama de momento fletor não uniforme, C_b, por análise racional ou usando bibliografia especializada ou, optativamente, tomando-se este coeficiente igual a 1,0.

N.4.2 Na determinação dos parâmetros de esbeltez λ, λ_p e λ_r, para qualquer estado limite, devem ser adotadas as propriedades geométricas da seção de maior altura.

/ANEXO P

Anexo P (normativo)
Práticas recomendadas para a execução de estruturas

P.1 Cláusulas gerais

P.1.1 Escopo

Neste anexo são estabelecidas práticas recomendadas para a execução de estruturas de aço de edifícios. Essas práticas devem ser estendidas às estruturas mistas, sempre que possível. Além disso, na ausência de outras instruções nos documentos contratuais, as práticas comerciais aqui contidas servirão de regra para a fabricação e a montagem da estrutura.

P.1.2 Definições

P.1.2.1 Engenheiro/Arquiteto

Entidade designada pelo proprietário como seu representante com responsabilidade total pelo projeto e pela integridade da estrutura.

P.1.2.2 Documentos contratuais

Documentos que definem as responsabilidades das partes envolvidas na licitação, compra, fabricação e montagem da estrutura. Tais documentos consistem normalmente de um contrato, desenhos e especificações.

P.1.2.3 Desenhos

P.1.2.3.1 Desenhos de projeto

Desenhos de projeto executados pela parte responsável pelo projeto da estrutura

P.1.2.3.2 Desenhos de fabricação e montagem

Desenhos de fabricação e de montagem de campo, de responsabilidade do fabricante e ou do montador para a execução do trabalho.

P.1.2.3.3 Detalhador

Entidade que produz os desenhos de fabricação e montagem.

P.1.2.4 Montador

A parte responsável pela montagem da estrutura.

P.1.2.5 Fabricante

A parte responsável pela fabricação da estrutura de aço.

P.1.2.6 Empreiteira geral

A empreiteira contratada pelo proprietário com responsabilidade total pela construção da estrutura.

P.1.2.7 Materiais laminados

Os produtos laminados de aço adquiridos expressamente para atender aos requisitos de um projeto específico.

P.1.2.8 Liberação para construção

Liberação pelo proprietário, permitindo que a fabricação seja iniciada sob as condições contratuais, incluindo a encomenda da matéria-prima e a preparação dos desenhos de fabricação.

P.1.2.9 SSPC

"Steel Structures Painting Council", responsável pela publicação do "Steel Structures Painting Manual", volume 2 ("Sistemas e Especificações").

P.1.3 Critérios de projeto para edifícios e estruturas similares

As cláusulas desta Norma regem o projeto de estruturas de aço e mistas para edifícios, a menos que haja outros tipos de exigências nos documentos contratuais.

P.1.4 Responsabilidade pelo projeto

P.1.4.1 Quando o proprietário fornecer projeto, desenhos e especificações, o fabricante e o montador não são responsáveis pela correção, adequabilidade ou legalidade do projeto.

P.1.4.2 O fabricante não é responsável pela praticabilidade ou segurança da montagem da estrutura se esta for executada por terceiros.

P.1.4.3 Se o proprietário desejar que o fabricante ou montador execute o projeto, desenhos e especificações ou que assuma qualquer responsabilidade pela correção, adequabilidade ou legalidade do projeto, deve estabelecer claramente suas exigências nos documentos contratuais.

P.1.5 Dispositivos patenteados

Exceto quando os documentos contratuais exigirem que o projeto seja fornecido pelo fabricante ou montador, o fabricante e o montador pressupõem que todos os direitos de patente necessários tenham sido adquiridos pelo proprietário, e que o fabricante ou montador ficarão totalmente protegidos e livres para usar projetos, dispositivos ou partes patenteados, exigidas pelos documentos contratuais.

P.1.6 Segurança na montagem

P.1.6.1 O montador deve ser o responsável pelos métodos e segurança da montagem da estrutura.

P.1.6.2 O engenheiro deve ser responsável pela adequabilidade da estrutura no projeto, não se responsabilizando, no entanto, pelas funções descritas em P.1.6.1.

P.2 Classificação dos materiais

P.2.1 Aço estrutural

O termo "Aço Estrutural", quando usado na definição do escopo do trabalho nos documentos contratuais, consiste somente dos seguintes itens:

- chumbadores para a estrutura de aço;
- bases de aço estrutural;
- vigas laminadas;
- placas de apoio para a estrutura de aço;
- conexões;
- contraventamentos;
- pilares;
- trilhos de pontes rolantes, pára-choques, talas de emendas, parafusos e castanhas;
- esquadrias de portas ou portões que façam parte da estrutura de aço;
- juntas de dilatação ligadas à estrutura de aço;
- meios de ligação da estrutura de aço:

  { parafusos de fábrica para ligações permanentes
  { parafusos usados para fixar peças para o transporte da estrutura
  { parafusos de campo para ligações permanentes

- chapas de piso (xadrez ou lisa) ligadas à estrutura de aço;
- vigas soldadas de aço estrutural
- travessas para tapamentos;
- grelhas de vigas de aço estrutural;
- pendurais de aço estrutural, quando ligados à estrutura de aço;
- placas de nivelamento;
- vergas indicadas ou listadas no projeto;
- bases de máquinas feitas de perfis laminados e/ou chapas, ligadas à estrutura e indicadas nos desenhos da estrutura;
- estruturas de aço de marquises;

- vigas de monovias, de perfis estruturais, quando ligadas à estrutura;

- pinos permanentes;

- terças;

- espaçadores, cantoneiras, têS, presilhas e outros elementos de fixação essenciais à estrutura de aço;

- conectores de cisalhamento;

- cabos de aço que são parte permanente da estrutura de aço;

- escoras;

- suportes feitos de perfis de aço, para tubulações, transportadores e estruturas similares;

- suportes de forros falsos, feitos de perfis de aço com altura da seção igual ou superior a 75 mm;

- tirantes e pendurais, principais ou auxiliares, formando parte da estrutura de aço;

- treliças.

P.2.2 Outros itens de aço ou metal

A classificação "Aço Estrutural" não inclui itens de aço, ferro ou outro metal, não especificamente listados em P.2.1, mesmo que tais itens tenham sido indicados nos desenhos como parte da estrutura ou ligados a ela. Estes itens incluem, porém não se limitam a:

- grades e formas metálicas;

- metais diversos;

- ornamentos metálicos;

- chaminés, tanques de armazenagem e vasos de pressão;

- itens necessários para a montagem de materiais fornecidos por terceiros que não sejam os fabricantes ou os montadores da estrutura do aço;

- exaustores;

- corrimãos.

P.3 Desenhos e especificações

P.3.1 Estruturas de aço

P.3.1.1 A fim de garantir que as propostas sejam adequadas e completas, os documentos contratuais deverão incluir desenhos de projeto da estrutura de aço mostrando claramente o

trabalho a ser executado, indicando dimensões, seções, tipos de aço e posições de todas as peças, níveis de pisos, linhas de centro e de afastamento de pilares, contraflechas, e neles constando dimensões suficientes para informar com precisão a quantidade e o tipo das peças de aço estrutural a serem fornecidas.

P.3.1.2 As especificações para a estrutura devem incluir quaisquer requisitos especiais referentes ao controle da fabricação e da montagem da estrutura de aço.

P.3.1.3 Contraventamentos, ligações, enrijecedores em pilares, enrijecedores de apoio em vigas, reforços de alma, aberturas destinadas à passagem de utilidades, outros detalhes especiais, quando necessário, deverão ser suficientemente detalhados de forma a ser facilmente compreendidos.

P.3.1.4 Os desenhos de projeto devem incluir dados suficientes relativos às ações adotadas, forças cortantes, momentos e forças normais que devam ser resistidos pelas peças e por suas ligações, e que se fizerem necessários ao detalhamento de ligações nos desenhos de fabricação e à montagem da estrutura.

P.3.1.5 Onde forem indicadas ligações, elas devem ser dimensionadas conforme os requisitos desta Norma.

P.3.1.6 Quando for necessário que vergas avulsas e placas de nivelamento sejam fornecidas como parte da estrutura de aço, os desenhos e especificações deverão indicar dimensões, seção e posição de todas as peças.

P.3.1.7 Quando a estrutura de aço, totalmente montada, interage com elementos que não são totalmente de aço estrutural (diafragmas de concreto e fôrma de aço, alvenarias, paredes de cisalhamento de concreto, etc) para melhorar a resistência e/ou a estabilidade da construção, tais elementos deverão ser identificados em contrato.

P.3.1.8 Quando uma contraflecha é requerida, as dimensões, direção e localização da mesma deverão ser especificadas no desenho de projeto.

P.3.1.9 Deverão ser indicadas claramente nos desenhos de fabricação e de montagem as partes que não receberão pintura.

P.3.2 Desenhos de arquitetura, eletricidade e mecânica

Os desenhos de arquitetura, eletricidade e mecânica poderão ser usados como complemento dos desenhos da estrutura de aço, para definir detalhes e informações para construção, desde que todos os requisitos relativos à estrutura de aço sejam indicados nos desenhos dessa estrutura.

P.3.3 Discrepâncias

P.3.3.1 No caso de discrepâncias entre os desenhos e as especificações, as especificações prevalecem.

P.3.3.2 No caso de discrepâncias entre dimensões em escala nos desenhos e algarismos escritos, os valores dos algarismos prevalecem.

P.3.3.3 No caso de discrepâncias entre desenhos da estrutura de aço e desenhos de outros fornecimentos, os desenhos da estrutura de aço prevalecem.

P.3.4 Legibilidade dos desenhos

Os desenhos deverão ser legíveis e executados em escala não inferior a 1:100. Informações mais complexas deverão ser apresentadas em escala adequada para transmitir com clareza tais informações.

P.3.5 Revisões

Toda revisão nos desenhos ou especificações deverá ser indicada claramente. Deverão ser mostradas a localização exata e a razão da revisão. Os custos de revisão deverão ser objeto de contrato.

P.4 Desenhos de fabricação e de montagem

P.4.1 Responsabilidade do proprietário

Para que seja permitido ao fabricante e ao montador executarem de forma adequada e com presteza seus trabalhos, o proprietário deverá fornecer em tempo oportuno, e de acordo com os documentos contratuais, desenhos completos da estrutura e especificações liberados para construção, os quais permitirão ao fabricante adquirir o material, preparar e terminar os desenhos de fabricação e de montagem.

P.4.2 Responsabilidade do fabricante

Exceto quando especificado em contrato, é de responsabilidade do fabricante a confecção dos desenhos de detalhe para a fabricação e para a montagem. Esses desenhos deverão conter todas as informações necessárias oriundas dos desenhos de projeto e do contrato.

P.4.3 Aprovação

P.4.3.1 Quando os desenhos de fabricação forem executados pelo fabricante, cópias dos mesmos deverão ser submetidas ao proprietário (projetista) para exame e aprovação. O fabricante deverá considerar, no seu cronograma, o prazo estipulado nos documentos contratuais para receber em devolução os desenhos de fabricação. Nos desenhos de fabricação devolvidos, deverá ser anotada a aprovação do proprietário ou a aprovação sujeita às correções indicadas. O fabricante deverá fazer as correções anotadas e fornecer cópias revisadas ao proprietário, sendo liberado pelo proprietário para iniciar a fabricação.

P.4.3.2 A aprovação, pelo proprietário, dos desenhos de fabricação preparados pelo fabricante, indica que o fabricante interpretou corretamente as cláusulas do contrato. Esta aprovação não exime o fabricante da responsabilidade pela precisão das dimensões dos detalhes nos desenhos de fabricação, nem pelo ajuste geral das partes a serem montadas no campo.

P.4.3.3 A não ser que seja especificamente estabelecido em contrário, quaisquer acréscimos, deduções ou modificações, indicados na aprovação dos desenhos de fabricação e montagem, significam autorização do proprietário para liberar tais acréscimos, deduções ou modificações para construção.

P.4.4 Desenhos de fabricação fornecidos pelo proprietário

Desenhos de fabricação fornecidos pelo proprietário deverão ser remetidos ao fabricante em tempo hábil para permitir que o diligenciamento do material e a fabricação sejam processados de forma ordenada e de acordo com o cronograma estabelecido. O proprietário deverá preparar esses desenhos de fabricação, na medida do possível de acordo com os padrões de fabricação e de detalhamento do fabricante. O proprietário é responsável pelo fornecimento de desenhos de fabricação completos e precisos.

P.5 Materiais

P.5.1 Produtos laminados

P.5.1.1 Os ensaios feitos pela usina são executados para demonstrar a conformidade do material com as normas ou especificações correspondentes, de acordo com os requisitos contratuais.

P.5.1.1.1 A menos que sejam feitas exigências especiais nos documentos contratuais, os ensaios a serem feitos pela usina limitam-se aos exigidos pelas normas ou especificações aplicáveis aos materiais.

P.5.1.1.2 Os relatórios dos ensaios feitos pela usina serão fornecidos pelo fabricante somente quando solicitado pelo proprietário, seja nos documentos contratuais ou em instruções por escrito feitas em separado, devendo tal solicitação ser feita antes do fabricante fazer seu pedido de material à usina.

P.5.1.2 Quando o material recebido da usina não satisfizer as tolerâncias da ASTM A6 relativas à curvatura, forma da seção, planicidade e outras, ao fabricante é permitido executar trabalho corretivo pelo uso de aquecimento controlado e desempenamento mecânico, sujeito às limitações desta Norma.

P.5.1.3 Os procedimentos corretivos, descritos na ASTM A6 para recondicionamento da superfície de chapas e perfis estruturais antes da expedição pela usina, poderão também ser executados pelo fabricante, à sua opção, quando as variações descritas na ASTM A6 forem constatadas ou ocorrerem após o recebimento do aço da usina.

P.5.1.4 Quando requisitos especiais exigirem tolerâncias mais restritivas do que as permitidas pela ASTM A6, tais requisitos deverão ser definidos nos documentos contratuais e o fabricante tem a opção de aplicar medidas corretivas como descrito anteriormente.

P.5.2 Materiais de estoque

P.5.2.1 Muitos fabricantes mantêm estoques de produtos de aço para uso nas suas operações de fabricação. Os materiais retirados do estoque pelo fabricante, para uso estrutural, deverão ser de qualidade pelo menos igual à exigida pelas normas ou especificações aplicáveis, de acordo com a utilização prevista.

P.5.2.2 Os relatórios dos ensaios feitos pela usina são aceitáveis como comprovação suficiente da qualidade dos materiais de estoque do fabricante. O fabricante deverá analisar e arquivar os relatórios da usina, relativos aos materiais destinados ao estoque, porém, não precisará arquivar documentos que estabeleçam correspondência entre peças isoladas do material de estoque e respectivos relatórios individuais da usina, desde que seus documentos de compra para estocagem contenham as especificações estabelecidas, em relação a grau e qualidade.

P.5.2.3 Os materiais de estoque comprados sem qualquer especificação especial ou com especificações menos rígidas do que as estabelecidas, ou materiais de estoque que não forem sujeitos a ensaios feitos pela usina ou outros ensaios devidamente reconhecidos, não poderão ser usados sem a aprovação expressa do responsável pelo projeto.

P.6 Fabricação e fornecimento

P.6.1 Identificação do material

P.6.1.1 Aços de alta resistência e aços encomendados com requisitos especiais deverão ser identificados pelo fornecedor, de acordo com as exigências da ASTM A6, antes de serem entregues na oficina do fabricante ou em outro local onde serão usados.

P.6.1.2 Aços de alta resistência e aços encomendados com requisitos especiais que não forem identificados pelo fornecedor, de acordo com os requisitos de P.6.1.1, não poderão ser usados até que fique estabelecida sua identificação por meio de ensaios feitos pelo fabricante, conforme ASTM A6 ou ASTM A568 (a que for aplicável) ou normas brasileiras correspondentes, e até que seja aplicada uma marca de identificação do fabricante, como descrito em P.6.1.3.

P.6.1.3 Durante a fabricação e até a ocasião da junção das peças, cada peça de aço de alta resistência ou de aço com requisitos especiais deverá ter uma marca de identificação do fabricante, ou uma marca original de identificação do fornecedor.

P.6.1.3.1 A marca de identificação do fabricante deverá estar de acordo com o sistema de identificação estabelecido pelo mesmo e deverá ficar registrada e disponível para a informação do proprietário ou de seu representante, da fiscalização pública e do inspetor, antes do início da fabricação.

P.6.1.4 Peças de aço de alta resistência ou de aço com requisitos especiais não devem receber as mesmas marcas de fabricação ou de montagem dadas às peças feitas com outros aços, mesmo que estas tenham dimensões e detalhes dimensionais idênticos aos daquelas.

P.6.2 Preparação do material

P.6.2.1 O corte de aço estrutural por meio térmico pode ser feito manualmente ou guiado mecanicamente.

P.6.2.2 Superfícies designadas nos desenhos como usinadas são definidas como tendo uma rugosidade média igual ou inferior a de 12,5 μm. Pode ser usada qualquer técnica de fabricação, tal como corte com disco de alta velocidade, corte a frio com serra, usinagem, etc., que produza tal acabamento superficial.

P.6.3 Ajustagem e fixação

P.6.3.1 Os elementos salientes de partes de ligações não necessitam desempeno no plano da ligação se for evidenciado que a instalação de parafusos ou meios de ajustagem é suficiente para proporcionar contato razoável entre as superfícies.

P.6.3.2 Freqüentemente são necessárias chapas de vazamento (prolongadores) para produzir soldas de boa qualidade. O fabricante ou montador não terá que removê-las, a menos que isso seja necessário por causa de fadiga e/ou especificado nos documentos contratuais. Quando for

necessária sua remoção, poderão ser cortadas manualmente a maçarico, próximo à borda da peça acabada, não havendo necessidade de acabamento posterior, a não ser no caso de peças sujeitas à fadiga (quando é necessário esmerilhar até facear) e/ou quando outro tipo de acabamento for especificamente indicado nos documentos contratuais.

P.6.4 Tolerâncias dimensionais

P.6.4.1 É permitida uma variação de 1 mm no comprimento total de barras com ambas as extremidades usinadas para ligação por contato, como definido em P.6.2.2.

P.6.4.2 Barras sem extremidades usinadas para contato, e que deverão ser ligadas a outras partes de aço da estrutura, podem ter uma variação em relação ao comprimento detalhado não superior a 2 mm, para barras de até 9000 mm (inclusive), e não superior a 3 mm, para barras com comprimentos acima de 9000 mm.

P.6.4.3 A não ser que seja especificado em contrário, uma barra de perfil laminado ou soldado poderá ter variações em relação à linearidade, com as mesmas tolerâncias permitidas pela ASTM A6 para os perfis WF (Wide Flange), exceto que a tolerância de falta de linearidade de barras comprimidas não pode ultrapassar 1/1000 do comprimento do eixo longitudinal entre pontos que serão lateralmente contraventados.

P.6.4.3.1 As peças prontas deverão ser isentas de retorcimentos, curvaturas e juntas abertas. Partes amassadas ou dobradas acidentalmente darão motivos à rejeição.

P.6.4.4 Vigas e treliças detalhadas sem especificação de contraflecha deverão ser fabricadas de tal forma que, após a montagem, qualquer flecha devida à laminação ou à fabricação fique voltada para cima.

P.6.4.4.1 A contraflecha poderá ter 13 mm acima do valor estipulado nas vigas de alma cheia com até 15 m de comprimento, mais 3 mm para cada 3 m ou fração que ultrapassar os 15 m.

P.6.4.4.2 A contraflecha poderá ter 1/800 da distância entre apoios acima do valor estipulado nas treliças.

P.6.4.5 Qualquer desvio permissível em alturas de seções de vigas poderá resultar em mudanças bruscas de altura nos locais de emendas. Qualquer uma dessas diferenças de altura em emendas com talas, dentro das tolerâncias prescritas, deverá ser compensada por chapas de enchimento, com o conhecimento do responsável pelo projeto.

P.6.4.5.1 Nas emendas soldadas de topo, o perfil da solda pode ser adaptado para se ajustar às variações permissíveis de altura, desde que a solda tenha a seção transversal mínima necessária e que a declividade da superfície da mesma satisfaça aos requisitos da AWS D1.1.

P.6.5 Pintura de fábrica

P.6.5.1 Os documentos de contrato deverão especificar todos os requisitos de pintura, incluindo peças a serem pintadas, preparação de superfície, especificações de pintura, identificações comerciais dos produtos e espessura da película seca necessária (em micra) da pintura de fábrica.

P.6.5.2 A pintura de fábrica é a primeira camada do sistema de proteção. Ela protege o aço somente por um período muito curto de exposição em condições atmosféricas normais, e é considerada como uma camada temporária e provisória. O fabricante não assume

responsabilidade pela deterioração da primeira camada, resultante de exposição prolongada a condições atmosféricas normais, ou de exposição a condições corrosivas mais severas do que as condições atmosféricas normais.

P.6.5.3 Na ausência de outras exigências nos documentos contratuais, o fabricante deverá fazer limpeza manual do aço, retirando a ferrugem solta, carepa solta de laminação, sujeira e outros materiais estranhos, antes da pintura, utilizando escova de aço ou outros métodos por ele escolhidos, de modo a atender aos requisitos de norma ou especificação nacional ou estrangeira.

P.6.5.3.1 A preparação da superfície feita pelo fabricante será considerada aceita pelo proprietário, a não ser que este a desaprove expressamente antes da aplicação da pintura.

P.6.5.4 A não ser que seja especificamente excluída, a pintura deverá ser aplicada por pincel, jateamento a ar comprimido, rolo, escorrimento ou imersão, à escolha do fabricante. Quando a espessura da película não for especificada, uma espessura mínima seca de 25 micra é exigida como camada de fábrica.

P.6.5.5 O aço que não necessita de pintura de fábrica deve ser limpo com solventes para remover óleo ou graxa, devendo também ser removidos sujeira e outros materiais estranhos por escova de fibra ou outros meios adequados.

P.6.5.6 Normalmente ocorre abrasão causada pelo manuseio após a pintura. Os retoques destas áreas danificadas são de responsabilidade da empreiteira contratada para executar tais retoques ou a pintura final de campo.

P.6.6 Marcação e expedição de materiais

P.6.6.1 As marcas de montagem deverão ser aplicadas às peças da estrutura de aço por pintura ou outro meio adequado, a não ser que seja especificado em contrário nos documentos contratuais.

P.6.6.2 Os parafusos são comumente expedidos em recipientes separados, de acordo com comprimento e diâmetro; arruelas e porcas avulsas são expedidas em recipientes separados, de acordo com suas dimensões. Os pinos e outras partes pequenas, bem como pacotes de parafusos, porcas e arruelas, são normalmente expedidos em caixas, engradados, barricas ou barris. Uma lista e descrição do material deverão, geralmente, aparecer na parte externa de cada recipiente fechado.

P.6.7 Fornecimento de materiais

P.6.7.1 A estrutura de aço deverá ser fornecida numa seqüência tal que permita um desempenho eficiente e econômico na fabricação e na montagem.

P.6.7.1.1 Se o proprietário desejar que a si fique reservado o direito de estabelecer ou controlar a seqüência de fornecimento de materiais, deverá incluir esse requisito nos documentos contratuais.

P.6.7.1.2 Se o proprietário contratar separadamente o fornecimento e a montagem, ele próprio deverá coordenar o planejamento entre empreiteiras.

P.6.7.2 Chumbadores, porcas, arruelas e outros materiais de ancoragem, ou grelhas a serem embutidas em alvenaria, deverão ser entregues de tal forma que estejam disponíveis quando for

necessária sua utilização. O proprietário deverá dar ao fabricante tempo suficiente para fabricar e entregar tais materiais antes que eles sejam necessários na obra.

P.6.7.3 As quantidades de material indicadas nos romaneios de expedição geralmente são aceitas pelo proprietário, pelo fabricante e pelo montador. Se houver alguma irregularidade, o proprietário ou o montador deverá notificar imediatamente o transportador e o fabricante, a fim de que seja apurada a irregularidade.

P.6.7.4 As dimensões e o peso dos conjuntos transportáveis da estrutura de aço poderão ser limitados pela capacidade da fábrica, pelos meios e vias de transporte disponíveis e pelas condições do local de montagem.

P.6.7.4.1 O fabricante deverá limitar o número de emendas de campo coerentemente, de modo a minimizar o custo da estrutura.

P.6.7.5 Se o material chegar danificado ao seu destino, é responsabilidade da parte que o recebe notificar imediatamente o fabricante e o transportador, antes de ser feito o desembarque ou imediatamente após ser constatado o dano.

P.7 Montagem

P.7.1 Método de montagem

Se o proprietário desejar controlar o método e a seqüência de montagem, ou se certas peças não puderem ser montadas na sua seqüência normal, isso deverá ser especificado nos documentos contratuais. Na ausência de tais restrições, o montador usará o método e a seqüência mais eficientes e econômicos disponíveis, condizentes com os documentos contratuais. Quando o proprietário contratar em separado os serviços de fabricação e montagem, ele ficará responsável pelo planejamento e coordenação entre empreiteiras.

P.7.2 Condições locais

O proprietário deverá fornecer e manter vias de acesso ao canteiro e dentro dele, para permitir a chegada com segurança dos equipamentos necessários, bem como das peças a serem montadas. O proprietário deverá proporcionar ao montador uma área firme, devidamente nivelada, drenada, conveniente e adequada, no canteiro, para operação do equipamento de montagem, e deverá remover todas as obstruções aéreas, tais como linhas de transmissão, linhas telefônicas, etc., a fim de que a área de trabalho seja segura para a montagem da estrutura de aço. O montador deverá fornecer e instalar os dispositivos de segurança necessários ao seu próprio trabalho. Qualquer proteção para outras empreiteiras, não essencial à atividade de montagem da estrutura de aço, é de responsabilidade do proprietário. Quando a estrutura não ocupar todo o espaço disponível, o proprietário deverá fornecer espaço adequado para armazenamento, para permitir ao fabricante e montador realizarem operações com a maior rapidez possível.

P.7.3 Fundações, bases e encontros

A locação precisa, resistência e adequabilidade de todas as fundações, bases e encontros, bem como o acesso aos mesmos, são de total responsabilidade da firma executante.

P.7.4 Eixos e referências de nível

O proprietário é responsável pela locação precisa dos eixos do edifício e referências de nível no local da obra e pelo fornecimento ao montador de desenhos contendo todas essas informações.

P.7.5 Instalação dos chumbadores e acessórios embutidos

P.7.5.1 Os chumbadores e parafusos de ancoragem devem ser instalados pelo proprietário (ou firma contratada pelo mesmo) de acordo com desenhos aprovados. Sua locação não pode variar em relação às dimensões indicadas nos desenhos de montagem, além dos seguintes limites:

a) 3 mm de centro a centro de dois chumbadores quaisquer dentro de um grupo de chumbadores, onde grupo de chumbadores é definido como o conjunto que recebe uma peça única da estrutura;

b) 6 mm de centro a centro de grupos adjacentes de chumbadores;

c) valor máximo acumulado entre grupos igual a 6 mm, para cada 30 metros de comprimento medido ao longo da linha estabelecida para os pilares através de vários grupos de chumbadores, porém, não podendo ultrapassar um total de 25 mm; a linha estabelecida para os pilares e a linha real de locação mais representativa dos centros dos grupos de chumbadores, como locados na obra, ao longo de uma linha de pilares;

d) 6 mm entre o centro de qualquer grupo de chumbadores e a linha estabelecida para os pilares, que passa por esse grupo;

e) para pilares individuais, locados no projeto fora das linhas estabelecidas para pilares, aplicam-se as tolerâncias das alíneas b), c) e d), desde que as dimensões consideradas sejam medidas nas direções paralela e perpendicular à linha mais próxima estabelecida para pilares;

f) 13 mm para variação na altura do chumbador em relação ao topo da fundação.

P.7.5.2 A menos que haja indicação em contrário, os chumbadores deverão ser instalados perpendicularmente à superfície teórica de apoio.

P.7.5.3 Outros acessórios embutidos, ou materiais de ligação entre o aço estrutural e partes executadas por outras empreiteiras, deverão ser locados e instalados pelo proprietário de acordo com desenhos aprovados de locação ou de montagem. A precisão desses itens deve atender às exigências de P.7.12.3 relativas a tolerâncias de montagem.

P.7.5.4 Todo trabalho a ser executado pelo proprietário deverá ser feito de modo a não atrasar ou interferir com a montagem da estrutura de aço.

P.7.6 Dispositivo de apoio

P.7.6.1 O proprietário (ou firma contratada pelo mesmo) deverá alinhar e nivelar todas as chapas de nivelamento e placas de apoio avulsas que possam ser manuseadas sem a ajuda de equipamentos.

P.7.6.2 Todos os outros dispositivos de apoio que suportam a estrutura de aço deverão ser colocados e encunhados, calçados ou ajustados com parafusos de nivelamento, pelo montador,

de acordo com alinhamentos e níveis estabelecidos pelo proprietário, com variação máxima de 3 mm.

P.7.6.3 O fabricante deverá fornecer cunhas, calços ou parafusos de nivelamento que forem necessários, e marcar de modo claro, nos dispositivos de apoio, linhas de trabalho que facilitem o adequado alinhamento. Imediatamente após a instalação de qualquer dispositivo de apoio, o proprietário deverá verificar os alinhamentos e níveis, colocando as argamassas do enchimento necessárias. A locação final dos dispositivos de apoio e o enchimento adequado com argamassa são de responsabilidade do proprietário.

P.7.7 Materiais para execução de ligações no campo

P.7.7.1 O fabricante deverá elaborar detalhes de ligações de campo, compatíveis com os requisitos contratuais, que, na sua opinião, sejam os mais econômicos.

P.7.7.2 Quando o fabricante for também o montador da estrutura de aço, ele deverá fornecer todos os materiais necessários para ligações temporárias e permanentes das partes componentes da estrutura de aço.

P.7.7.3 Quando a montagem da estrutura de aço for executada por terceiros, que não o fabricante, este (o fabricante) deverá fornecer os seguintes materiais para ligações de campo:

a) parafusos dos tamanhos exigidos e em quantidade suficiente para todas as ligações entre peças de aço que devam ficar permanentemente parafusadas. A menos que sejam especificados parafusos de alta resistência ou outros tipos especiais de parafusos e arruelas, podem ser fornecidos parafusos comuns. Deverá ser fornecida uma quantidade extra de 2% de cada tamanho (diâmetro e comprimento) de parafuso;

b) calços indicados como necessários à execução de ligações permanentes entre peças de aço.

P.7.7.4 Quando a montagem da estrutura de aço for executada por terceiros, que não o fabricante, o montador deverá fornecer todos os eletrodos para soldas de campo, conectores de cisalhamento instalados no campo, parafusos e pinos para ajustagem usados na montagem da estrutura de aço.

P.7.8 Material avulso

Itens avulsos de aço estrutural, não ligados à estrutura de aço, deverão ser instalados pelo proprietário sem a assistência do montador, a não ser que seja especificado em contrário nos documentos contratuais.

P.7.9 Suportes temporários de estruturas de aço

P.7.9.1 Generalidades

Suportes temporários, tais como estais, contraventamentos, andaimes, fogueiras e outros elementos necessários para a operação de montagem, serão determinados, fornecidos e instalados pelo montador. Esses suportes temporários deverão garantir que a estrutura de aço, ou qualquer trecho parcialmente montado, possa resistir a ações comparáveis em intensidade àquelas para as quais a estrutura foi projetada, resultantes do vento, ações sísmicas e operações de montagem,

porém, não a ações resultantes da execução do trabalho ou de atos de terceiros, nem a ações imprevistas, tais como as devidas a furacões, explosões ou colisões.

P.7.9.2 Estruturas de aço autoportantes

Uma estrutura de aço autoportante é aquela que tem estabilidade e resistência próprias, suficientes para resistir às ações atuantes. O montador deverá fornecer e instalar somente aqueles suportes temporários que forem necessários para conter qualquer elemento ou elementos da estrutura, até que eles sejam estáveis sem auxílio de suportes externos.

P.7.9.3 Estruturas de aço não autoportantes

Uma estrutura de aço não autoportante é aquela que necessita da interação com outros elementos não classificados como estrutura de aço, para garantir a estabilidade ou a resistência necessária para as ações atuantes. Tais estruturas deverão ser claramente identificadas nos documentos contratuais. Os documentos contratuais deverão especificar a seqüência e o cronograma de colocação de tais elementos. O montador deverá determinar a necessidade e deverá fornecer e instalar os suportes temporários de acordo com essas informações. O proprietário é responsável pela instalação e pela conclusão, no prazo, de todos os elementos não classificados como estruturas de aço que forem necessários para a estabilidade da estrutura.

P.7.9.4 Condições especiais de montagem

Quando a concepção de projeto de uma estrutura exigir o uso de escoramento, macacos ou cargas que devam ser ajustados com o progresso da montagem para dar ou manter contraflecha ou protensão, tal requisito deve ser estabelecido especificamente nos documentos contratuais.

P.7.9.5 Remoção de suportes temporários

P.7.9.5.1 Os estais, contraventamentos, andaimes e fogueiras para suporte temporário, e outros elementos necessários às operações de montagem, que forem fornecidos e instalados pelo montador, não são de propriedade do proprietário.

P.7.9.5.2 Nas estruturas autoportantes, os suportes temporários não serão mais necessários após a estrutura de aço de um elemento autoportante ter sido colocada e conectada definitivamente dentro das tolerâncias exigidas. Após o elemento autoportante ter sido conectado definitivamente, o montador não é mais responsável pela contenção temporária desse elemento e poderá remover os suportes temporários.

P.7.9.5.3 Nas estruturas não autoportantes, o montador poderá remover suportes temporários quando os elementos necessários, não classificáveis como estrutura de aço, tiverem sua montagem terminada. Os suportes temporários não poderão ser removidos sem o consentimento do montador. Ao término da montagem, qualquer suporte temporário que precisar ser mantido no local será removido pelo proprietário e devolvido em boas condições ao montador.

P.7.9.6 Suportes temporários para outros fornecimentos

Se forem necessários suportes temporários, além daqueles definidos como de responsabilidade do montador em P.7.9.1, P.7.9.2 e P.7.9.3, seja durante ou após a montagem da estrutura de aço, seu fornecimento e instalação será de responsabilidade do proprietário.

P.7.10 Pisos e corrimãos provisórios

O montador deverá fornecer os pisos, corrimãos e passadiços temporários que forem exigidos por lei e por normas de segurança para proteção do seu próprio pessoal. Com o progresso da montagem, o montador removerá tais instalações das áreas onde tenham sido terminadas as operações de montagem, a não ser que outras disposições tenham sido incluídas nos documentos contratuais. O proprietário será responsável por toda proteção que for necessária para o trabalho de outras empreiteiras. Quando fôrmas metálicas do piso permanente forem usadas como pisos de proteção e tais fôrmas forem instaladas pelo proprietário, tal instalação deverá ser executada de maneira a não atrasar ou interferir com o progresso da montagem, e deverá ser programada pelo proprietário e executada numa seqüência adequada, para satisfazer a todas as normas de segurança.

P.7.11 Tolerâncias da estrutura

P.7.11.1 Dimensões globais

Alguma variação pode ocorrer nas dimensões globais das estruturas de aço acabadas. Tais variações são consideradas como dentro dos limites aceitáveis quando não ultrapassarem os efeitos cumulativos das tolerâncias de laminação, fabricação e montagem.

P.7.12 Tolerâncias de montagem

As tolerâncias de montagem são definidas em relação aos pontos de trabalho e linhas de trabalho das barras da seguinte forma:

a) para barras não horizontais, o ponto de trabalho é o centro real em cada extremidade da barra, como recebida na obra;

b) para barras horizontais, o ponto de trabalho é a linha de centro real da mesa superior ou plano superior em cada extremidade;

c) outros pontos de trabalho podem ser utilizados para facilidade de referência, desde que sejam baseados nessas definições;

d) a linha de trabalho da barra é uma linha reta ligando os pontos de trabalho da mesma.

P.7.12.1 Posicionamento e alinhamento

As tolerâncias de posicionamento e alinhamento dos pontos de trabalho e linhas de trabalho de barras são as descritas em P.7.12.1.1 a P.7.12.1.4:

P.7.12.1.1 Pilares

Pilares constituídos de uma única peça são considerados aprumados se o desvio da linha de trabalho em relação a uma linha de prumo não for superior a 1:500 sujeito às seguintes limitações:

a) os pontos de trabalho de pilares adjacentes a poços de elevadores poderão ficar deslocados no máximo 25 mm em relação à linha estabelecida para o pilar, nos primeiros 20 andares; acima deste nível, e deslocamento permitido poderá ser aumentado 1 mm para cada andar adicional, até um máximo de 50 mm;

b) os pontos de trabalho de pilares de fachadas poderão ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar de no máximo 25 mm da fachada para fora, e de no máximo 50 mm em sentido oposto, nos primeiros 20 andares; acima de vigésimo andar, o deslocamento permitido poderá ser aumentado 2 mm para cada andar adicional, porém, não poderá exceder um total de 50 mm da fachada para fora, e de 75 mm em sentido oposto;

c) os pontos de trabalho dos pilares de fachada, ao nível de qualquer emenda e ao nível do topo dos pilares, não poderão ficar fora da área delimitada por duas linhas horizontais paralelas à fachada considerada, espaçadas de 38 mm para edifícios de até 90 metros de comprimento. Esse espaçamento poderá ser aumentado de 13 mm para cada 30 metros adicionais de comprimento, porém, não poderá ultrapassar 75 mm;

d) os pontos de trabalho dos pilares de fachada poderão ficar deslocados em relação à linha estabelecida para o pilar, numa direção paralela à fachada considerada, não mais que 50 mm nos primeiros 20 andares; acima do vigésimo andar, o deslocamento permitido poderá ser aumentado 2 mm para cada andar adicional, porém, não podendo ultrapassar um deslocamento total de 75 mm paralelo à fachada considerada.

P.7.12.1.2 Barras ligadas a pilares

No caso de barras ligadas a pilares, aplicam-se as seguintes regras:

a) o alinhamento horizontal de barras ligadas aos pilares é considerado aceitável se qualquer erro de alinhamento for resultante somente da variação de alinhamento do pilar dentro dos limites admissíveis;

b) a elevação de barras ligadas aos pilares é considerada aceitável se a distância entre o ponto de trabalho da barra e o plano da emenda usinada do pilar, imediatamente superior, não variar além de mais 5 mm e de menos 8 mm em relação à distância especificada nos desenhos;

c) para um elemento que consiste de uma peça reta individual embarcada e que seja parte de uma unidade de montagem de campo entre pontos de apoio, a falta de prumo, elevação e alinhamento serão aceitáveis se a variação angular entre a linha de eixo e o plano de alinhamento é igual ou menor do que 1/500 da distância entre pontos de trabalho;

d) para um elemento em balanço que consiste de uma peça reta individual embarcada, a falta de prumo, elevação e alinhamento serão aceitáveis se a variação angular entre a linha de eixo de uma linha reta que se estende na direção do plano do ponto de trabalho até sua extremidade apoiada é igual ou menor do que 1/500 da distância do ponto de trabalho até a extremidade livre;

e) para um elemento de forma irregular, a falta de prumo, elevação e alinhamento serão aceitáveis se o elemento fabricado está dentro das tolerâncias e os elementos que o suportam estão dentro das tolerâncias especificadas neste anexo.

P.7.12.1.3 Outras barras

As barras não mencionadas anteriormente serão consideradas aprumadas, niveladas e alinhadas, se seu desvio não for superior a 1:500 em relação à reta traçada entre os pontos de suporte da barra.

P.7.12.1.4 Peças ajustáveis

No caso de vergas, vigas sob paredes, cantoneiras de parapeito, suportes de esquadrias e peças semelhantes de suporte, a serem usadas por outras empreiteiras e que exijam limites mais rigorosos de tolerâncias que os precedentes, o alinhamento dessas peças não poderá ficar garantido se e proprietário não solicitar ligações ajustáveis delas com a estrutura. Quando forem especificadas ligações ajustáveis, os desenhos fornecidos pelo proprietário deverão indicar o ajuste total necessário para acomodar as tolerâncias da estrutura de aço, a fim de que seja obtido alinhamento adequado nas peças suportes a serem usadas por outras empreiteiras. As tolerâncias de posicionamento e alinhamento de tais peças ajustáveis são as seguintes:

a) 10 mm para o posicionamento em altura, com relação à distância dada nos desenhos entre o apoio dessas peças e o plano da emenda usinada imediatamente superior do pilar mais próximo;

b) 10 mm para o posicionamento horizontal, com relação à sua locação dada nos desenhos, referida à linha de acabamento estabelecida, em qualquer piso particular;

c) 5 mm para posicionamento no alinhamento vertical e horizontal, em relação aos itens de ajuste de extremidades.

P.7.12.2 Responsabilidade pelas folgas

O proprietário será responsável pela adequabilidade de folgas e ajustagens do material fornecido por outras empreiteiras, de forma a acomodar todas as tolerâncias da estrutura de aço já mencionadas.

P.7.12.3 Aceitação do posicionamento e alinhamento

P.7.12.3.1 Antes da colocação ou aplicação de quaisquer outros materiais, o proprietário é responsável pela constatação de que a locação da estrutura de aço é aceitável em prumo, nível e alinhamento, de acordo com as tolerâncias.

P.7.12.3.2 O montador deverá receber em tempo hábil, a aceitação pelo proprietário, ou uma listagem de itens específicos a serem corrigidos para que haja aceitação. Tal notificação deverá ser entregue imediatamente após o término de qualquer parte do trabalho do montador, e antes do início do trabalho de outras empreiteiras que envolvam partes suportadas pela estrutura de aço montada, ligadas ou aplicadas a essa estrutura.

P.7.13 Correção de erros

P.7.13.1 As operações normais de montagem incluem correção de pequenos desajustes, remoção de rebarbas e uso de pinos para levar peças ao alinhamento. Os erros que não puderem ser facilmente corrigidos por esses meios, ou que exijam alterações na configuração da barra, deverão ser comunicados imediatamente pelo montador ao proprietário e ao fabricante, para

permitir que o responsável corrija o erro ou aprove a forma mais eficiente e econômica de correção a ser empregada por terceiros.

P.7.14 Cortes, alterações e furos para atender outras empreiteiras

P.7.14.1 Nem o fabricante nem o montador poderão fazer cortes, furos ou outras modificações em seu trabalho, ou no de outras empreiteiras, a pedido de terceiros, a não ser que isso seja claramente especificado nos documentos contratuais. Sempre que tal trabalho for especificado, o proprietário será responsável pelo fornecimento de informações completas quanto aos materiais, dimensões, localização e número de alterações.

P.7.15 Manuseio e armazenamento

P.7.15.1 O montador deverá tomar cuidado no manuseio e no armazenamento das peças durante as operações de montagem, para evitar acúmulo de sujeira e outras matérias estranhas.

P.7.15.2 O montador não será responsável pela limpeza das peças, devido à poeira, sujeira ou outra matéria estranha, que se acumulem durante a fase de montagem pela exposição normal das peças às intempéries.

P.7.16 Pintura de campo

O montador não precisa pintar cabeças de parafusos e porcas instaladas na montagem, soldas de campo, nem retocar danos causados à pintura de fábrica ou efetuar qualquer outra pintura de campo; tais trabalhos são de responsabilidade da empreiteira contratada para executá-los especificamente ou juntamente com a pintura final de campo.

P.7.17 Limpeza final

Após o término da montagem e antes da aceitação final, o montador deverá remover todos os seus andaimes, entulhos e construções provisórias.

P.8 Garantia de qualidade

P.8.1 Generalidades

Tanto o fabricante quanto o montador deverão manter um programa de controle de qualidade com o rigor necessário para garantir que todo o seu trabalho esteja sendo executado de acordo com esta Norma. Se o proprietário exigir controle de qualidade mais abrangente ou inspeção independente por pessoal qualificado, isto deverá ser estabelecido nos documentos contratuais, incluindo uma definição do escopo de tal inspeção.

P.8.2 Inspeção de produtos recebidos da usina

P.8.2.1 O fabricante deverá, em geral, fazer inspeção visual, porém, não necessita executar qualquer ensaio de materiais, devendo basear-se nos relatórios da usina para comprovar que os produtos recebidos satisfazem às exigências do seu pedido.

P.8.2.2 O proprietário deverá basear-se nos ensaios feitos pela usina, exigidos pelo contrato, sendo que ensaios adicionais solicitados ao fabricante deverão ser pagos pelo proprietário .

P.8.2.3 Se as operações de inspeção de aço na usina tiverem que ser acompanhadas, ou se forem desejados outros ensaios além dos normais, o proprietário deverá especificar tais requisitos nos documentes contratuais e deverá fazer acordo sobre esses requisitos com o fabricante, a fim de que fique garantida sua coordenação.

P.8.3 Ensaios não-destrutivos

Quando forem exigidos ensaios não-destrutivos, seu processo, extensão, técnica e normas de aceitação deverão ser claramente definidos nos documentos contratuais.

P.8.4 Inspeção da preparação de superfície e pintura de fábrica

A inspeção da preparação de superfície e da pintura de fábrica deverá ser planejada, para que seja aprovada cada etapa da operação à medida que for terminada pelo fabricante. A inspeção do sistema de pintura, incluindo material e espessura, deverá ser feita imediatamente após o término da aplicação da pintura. Quando a espessura da película úmida for inspecionada, esta deverá ser medida imediatamente após a aplicação.

P.8.5 Inspeção independente

Quando os documentos contratuais especificarem inspeção por terceiros que não sejam pessoal de fabricante ou de montador, as partes entre si contratadas incorrem em obrigações relativas ao cumprimento do contrato.

P.8.5.1 O fabricante e o montador deverão permitir ao inspetor o acesso a todos os locais onde estiver sendo feito o trabalho. Deverá ser dada uma notificação pelo menos 24 horas antes do início do trabalho, na ausência de outras instruções formais.

P.8.5.2 A inspeção do trabalho de fabricação pelo proprietário ou por seu representante, executada na oficina do fabricante, deverá ser tão completa quanto possível. Tal inspeção deverá ser seqüencial, em tempo oportuno e executada de tal maneira que sejam minimizadas interrupções nas operações, e seja possível o reparo de todo o trabalho (não aceito) durante o período em que o material estiver em processo de fabricação.

P.8.5.3 A inspeção do trabalho de campo deverá ser feita prontamente de forma que as correções possam ser executadas sem atraso no progresso do trabalho.

P.8.5.4 A rejeição de material ou mão-de-obra, não em conformidade com os documentos contratuais, poderá ser feita em qualquer tempo durante o progresso do trabalho. Contudo, esta provisão não exime o proprietário de fazer sua inspeção seqüencialmente e em tempo oportuno.

P.8.5.5 O fabricante e o montador deverão receber cópias de todos os relatórios preparados pelo inspetor representante do proprietário.

P.8.5.6 O inspetor não poderá autorizar o fabricante ou montador a desviar documentos contratuais ou aprovar os desenhos de fabricação e montagem, ou autorizar qualquer desvio desses documentos, sem previa autorização por escrito do responsável pela construção.

P.9 Contratos

P.9.1 Tipos de contrato

P.9.1.1 Para contratos que estipulem preço global, o trabalho a ser executado pelo fabricante e pelo montador deverá ser completamente definido nos documentos contratuais.

P.9.1.2 Para contratos que estipulem preço por peso unitário, o escopo de trabalho, os tipos de materiais, bem como as condições de fabricação e de montagem, deverão ser baseados nos documentos contratuais, que devem ser representativos do trabalho a ser executado.

P.9.1.3 Para contratos que estipulem preço por item, o trabalho a ser executado pelo fabricante e pelo montador deverá ser baseado na quantidade e nas características dos itens descritos nos documentos contratuais.

P.9.1.4 Para contratos que estipulem o preço unitário para várias categorias de estruturas de aço, o escopo do trabalho para fabricação e montagem e os pagamentos serão determinados de acordo com o previsto em contrato.

P.9.2 Cálculo de pesos

P.9.2.1 A não ser que seja estabelecido em contrário, nos contratos que estipulem preço por peso unitário para o aço estrutural fabricado, entregue e/ou montado, as quantidades de material para pagamento são determinadas pelo cálculo do peso bruto dos materiais, como mostrado nos desenhos de fabricação.

P.9.2.2 O peso específico do aço é admitido como sendo 77 kN/m, conforme indica esta Norma em 4.5.2.9. O peso específico de outros materiais deverá ser obtido de acordo com os dados publicados pelos fabricantes de cada produto específico ou, quando não disponível, se possível pela NBR 6120.

P.9.2.3 O peso de perfis, chapas, barras e tubos deverá ser calculado com base nos desenhos de fabricação, os quais devem indicar quantidades e dimensões reais dos materiais fornecidos, como segue:

a) o peso de todos os perfis estruturais e tubos, deverá ser calculado usando o peso característico por metro e o comprimento total detalhado;

b) o peso de chapas e barras chatas deverá ser calculado usando as dimensões retangulares globais;

c) quando as partes puderem ser economicamente cortadas em submúltiplos do material de maior dimensão, o peso é calculado com base nas dimensões retangulares teóricas do material a partir do qual as partes são cortadas;

d) quando as partes forem cortadas de perfis estruturais, deixando uma parte remanescente não utilizável no mesmo contrato, o peso deverá ser calculado com base no peso unitário característico da peça da qual as partes foram cortadas;

e) não será feita nenhuma dedução relativa aos materiais retirados em chanfros, recortes, furos, usinagem de furos alongados, aplainamento ou preparação de juntas para a soldagem.

P.9.2.4 Os pesos calculados de peças fundidas deverão ser determinados a partir dos desenhos de fabricação das peças. Uma folga de 10% é somada para levar em conta concordâncias e extravasos na fundição. Poderão ser usados os pesos de balança de peças fundidas brutas, se disponíveis.

P.9.2.5 Os pesos dos parafusos de oficina e de montagem, porcas e arruelas, são calculados com base nas quantidades indicadas nas listas de parafusos e nos pesos unitários indicados nas tabelas dos fabricantes. Os pesos dos itens não tabelados deverão ser determinados com base no seu peso real.

P.9.2.6 Os pesos de metais de soldas de oficina e de campo, bem como de revestimentos de proteção, não são incluídos no peso determinado para fins de pagamento.

P.9.3 Revisão dos documentos contratuais

P.9.3.1 As revisões relativas ao contrato poderão ser feitas pela emissão de novos documentos ou pela emissão revista dos documentos existentes. Em ambos os casos, todas as revisões deverão ser claramente indicadas e os documentos datados.

P.9.3.2 Uma revisão dos requisitos dos documentos contratuais deverá ser feita por autorização de alterações, pedido de serviços extras, ou anotações nos desenhos de fabricação e montagem quando devolvidos após aprovação.

P.9.3.3 A não ser quando especificamente estabelecido em contrário, a emissão de uma revisão solicitada pelo proprietário representa autorização do mesmo para liberar esses documentos para construção.

P.9.4 Ajustamento de preços contratuais

P.9.4.1 Quando as responsabilidades do fabricante ou do montador forem alteradas em relação às previamente estabelecidas pelos documentos contratuais, deverá ser feita uma modificação apropriada no preço contratual. No cálculo do ajustamento do preço contratual, o fabricante e o montador deverão considerar a quantidade de trabalho adicionada ou subtraída, a modificação no caráter do trabalho e o posicionamento da mudança no tempo, em relação à encomenda da matéria-prima e às operações de detalhamento, fabricação e montagem.

P.9.4.2 Os pedidos para ajustamento dos preços contratuais deverão ser apresentados pelo fabricante e pelo montador em tempo oportuno, acompanhados de uma discrição da alteração em detalhe suficiente, para permitir avaliação e aprovação em tempo oportuno pelo proprietário.

P.9.4.3 Os contratos com preços por peso unitário ou por peça geralmente deverão prever adições ou subtrações de quantidades de fornecimento antes da data de liberação do trabalho para construção. Mudanças em relação ao caráter do trabalho, em qualquer ocasião, ou adições e/ou subtrações na quantidade de fornecimento feitas após ter sido o trabalho liberado para construção, poderão implicar em reajuste dos preços contratuais.

P.9.5 Cronograma

P.9.5.1 Os documentos contratuais deverão especificar o cronograma a ser seguido para a execução do trabalho. Este cronograma deverá indicar datas de liberação de desenhos para construção, e quando canteiro, fundações, bases e encontros estarão prontos, livres de obstruções

e acessíveis ao montador, de tal forma que a montagem possa ser iniciada no tempo previsto e prosseguir sem interferência ou atraso provocados pelo proprietário ou por outras empreiteiras.

P.9.5.2 O fabricante e o montador têm a responsabilidade de alertar o proprietário, em tempo oportuno, a respeito do efeito que qualquer revisão tenha sobre o cronograma contratual.

P.9.5.3 Se o cronograma de fabricação ou montagem sofrer um atraso significativo devido às revisões de projeto ou por outras razões de responsabilidade do proprietário, o fabricante e o montador deverão ser compensados pelos custos adicionais incorridos.

P.9.6 Termo de pagamento

O fabricante será pago pelos materiais e produtos fabricados que estejam estocados no interior da sua fábrica. Outros termos de pagamento deverão estar de acordo com o estabelecido em contrato

P.10 Aço estrutural aparente para efeitos arquitetônicos (AEAEA)

P.10.1 Escopo

P.10.1.1 A presente subseção define exigências adicionais aplicáveis somente a elementos especificamente designados nos documentos contratuais como "Aço Estrutural Aparente para Efeitos Arquitetônicos" (AEAEA).

P.10.1.2 Todos os requisitos de P.1 a P.9 são aplicáveis, a não ser naquilo que seja modificado na presente subseção. Barras e componentes tipo AEAEA deverão ser fabricados e montados de acordo com os cuidados e as tolerâncias dimensionais indicados na presente subseção.

P.10.2 Informações adicionais a serem fornecidos nos documentos contratuais:

a) identificação específica de barras ou componentes que deverão ser AEAEA;

b) tolerâncias de fabricação e montagem que sejam mais restritivas que as indicadas na presente subseção;

c) exigências, se houver, de protótipos ou componentes para inspeção, e definição de critérios de aceitação, antes do início da fabricação.

P.10.3 Fabricação

P.10.3.1 Perfis laminados

As tolerâncias permissíveis relativas a esquadro, paralelismo, altura, largura e simetria de perfis laminados são as especificadas pela ASTM A6M. Não será feita nenhuma tentativa de concordância entre seções transversais nas emendas de topo, a menos que isso seja especificamente exigido nos documentos contratuais. As tolerâncias de falta de retilineidade de peças fabricadas deverão ser iguais à metade das tolerâncias de curvatura e desvio lateral, respectivamente, para perfis laminados, de acordo com a ASTM A6M.

P.10.3.2 Barras compostas

As tolerâncias nas dimensões globais da seção transversal de barras compostas por soldagem de chapas, barras e perfis são limitadas aos valores acumulados das tolerâncias admissíveis das partes componentes, conforme ASTM A6M. As tolerâncias de falta de retilineidade destas barras, como um todo, deverão ser iguais à metade das tolerâncias de curvatura e desvio lateral, respectivamente, para perfis laminados, de acordo com a ASTM A6M.

P.10.3.3 Soldas visíveis pelo outro lado

É possível perceber a presença de uma solda, observando-se a superfície da chapa oposta àquela em que a solda foi executada. Os sinais da presença da solda são mais ou menos visíveis em função da dimensão da solda e da espessura da chapa. As barras e componentes são aceitáveis como fabricados, a não ser que seja especificado um critério para aceitação de soldas visíveis pelo outro lado nos documentos contratuais.

P.10.3.4 Juntas

Todos os cortes, cortes em meia esquadria e cortes de topo, em superfícies aparentes, deverão ser feitos com frestas de largura uniforme igual a 3 mm, caso tais cortes sejam indicados como juntas abertas, ou com contato razoável, caso sejam indicados sem abertura.

P.10.3.5 Soldagem

Superfícies razoavelmente lisas e uniformes após soldadas são aceitáveis para todas as soldas aparentes, de acordo com os requisitos da AWS D1.1. As soldas de topo ou de tampão não devem ficar salientes mais do que 2 mm em relação às superfícies aparentes. Não é exigido acabamento ou esmerilhamento, exceto onde for necessário devido a folgas ou ajustagens com outros componentes, ou quando for especificamente indicado nos documentos contratuais (por exemplo, para peças sujeitas à fadiga).

P.10.3.6 Aços resistentes ao intemperismo

As barras fabricadas com aços resistentes ao intemperismo e que devem ser AEAEA não podem possuir marcas de montagem ou outras marcas pintadas em superfícies que serão aparentes após a estrutura montada. Se for exigida limpeza diferente da especificada na SSPC-SP6, essa exigência deverá constar dos documentos contratuais.

P.10.4 Entrega de materiais

O fabricante deve tomar cuidados especiais de modo a evitar flexão, torção ou qualquer outro tipo de deformação nas peças individuais.

P.10.5 Montagem

P.10.5.1 Generalidades

P.10.5.1.1 O montador deverá tomar cuidados especiais na descarga, no manuseio e na montagem da estrutura de aço, a fim de evitar o aparecimento de marcas ou deformações nas peças. Também deverão ser tomados cuidados para minimizar danos a qualquer tipo de pintura feita na fábrica.

P.10.5.1.2 Se forem usados contraventamentos ou grampos de montagem, deverão ser tomados cuidados para evitar superfícies de má aparência após sua remoção. Soldas de ponto deverão ser esmerilhadas até facear; furos deverão ser preenchidos com soldas, as quais serão esmerilhadas ou limadas até facear. O montador deverá planejar e executar todas as operações de maneira que não fiquem prejudicados o ajuste perfeito e a boa aparência da estrutura.

P.10.5.2 Tolerâncias de montagem

A menos que haja especificação contrária, indicada nos documentos contratuais, as barras e componentes deverão ser aprumados, nivelados e alinhados dentro de tolerância não superior à metade da correspondente permitida para estruturas de aço que não sejam tipo AEAEA. As tolerâncias de montagem para o AEAEA exigem que os desenhos do proprietário especifiquem ligações ajustáveis entre e AEAEA e a estrutura de aço restante, ou a alvenaria, ou os apoios de concreto, de modo a garantir ao montador meios de atender às referidas tolerâncias.

P.10.5.3 Componentes com concreto na parte posterior

Quando o AEAEA for preenchido com concreto no lado posterior ao visível, é da empreiteira geral a responsabilidade de prover escoras, tirantes e estroncas, de maneira a evitar flechas, abaulamento, etc., de AEAEA, resultante do peso e do empuxo do concreto não curado.

/ANEXO Q

Anexo Q (normativo)
Vigas mistas aço-concreto

Q.1 Generalidades

Q.1.1 Definições e esclarecimentos

A este anexo são aplicáveis as seguintes definições e esclarecimentos:

a) as vigas mistas aço-concreto consistem de um componente de aço simétrico em relação ao plano de flexão, que pode ser um perfil I, um perfil caixão, um perfil tubular retangular ou uma treliça, sobreposto por laje de concreto fundida "in loco" acima de sua face superior (a laje pode ser mista - ver anexo S), havendo ligação mecânica por meio de conectores de cisalhamento entre o componente de aço e a laje de tal forma que ambos funcionem como um conjunto para resistir à flexão. Em qualquer situação a flexão ocorrerá no plano que passa pelos centróides das mesas ou dos banzos superior e inferior do componente de aço.

b) no caso do componente de aço ser um perfil I, caixão ou tubular retangular, a viga mista recebe a denominação de viga mista aço-concreto de alma cheia, e no caso de ser uma treliça, de treliça mista aço-concreto.

c) as vigas mistas aço-concreto de alma cheia podem ser biapoiadas, contínuas ou semicontínuas, sendo que as contínuas e semicontínuas devem possuir ligação mista e ter, no caso de análise rígido plástica, a relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma e a espessura desse elemento inferior ou igual a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, com a posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo, e relação entre a metade da largura da mesa inferior e a espessura desse elemento inferior ou igual a $0{,}38\sqrt{E/f_y}$ (E e f_y são, respectivamente, o módulo de elasticidade e a resistência ao escoamento do aço). Podem também ser utilizadas vigas sujeitas a momento(s) negativo(s) na(s) extremidade(s), que sejam tratadas como mistas apenas na região de momento positivo.

d) as treliças mistas aço-concreto devem ser biapoiadas.

e) vigas mistas aço-concreto biapoiadas são aquelas em que as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas.

f) vigas mistas aço-concreto de alma cheia semicontínuas são aquelas que possuem ligação mista de resistência parcial. No anexo T são apresentadas algumas ligações mistas de resistência parcial de uso recomendado por esta Norma.

g) vigas mistas aço-concreto de alma cheia contínuas são aquelas em que o perfil de aço e da armadura da laje têm continuidade total nos apoios internos.

h) no caso de uso de conectores de cisalhamento para ligar o componente de aço à laje, a interação entre o aço e o concreto será completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nesta região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço ao escoamento por tração ou da laje de concreto ao esmagamento, o que for menor (a interação será parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas).

i) a construção de vigas mistas poderá ser feita com ou sem escoramento provisório. No caso de construção escorada, o escoramento deve ser adequado para que a viga de aço permaneça praticamente sem solicitação até a sua retirada, que deve ser feito após a cura do concreto.

j) as treliças mistas aço-concreto deverão atender aos seguintes requisitos:

- interação completa com a laje de concreto;

- linha neutra situada na laje de concreto;

- área do banzo superior desprezada nas determinações do momento fletor resistente de cálculo positivo e da flecha;

- resistência dos conectores de cisalhamento baseada na resistência do banzo inferior (em consequência dos requisitos anteriores).

Q.1.2 Análise da estrutura

Q.1.2.1 Determinação dos deslocamentos e limites recomendados

Q.1.2.1.1 Para determinação dos deslocamentos pode ser feita análise elástica obedecendo-se o disposto em Q.1.2.1.5, tomando:

- nas regiões de momento positivo, o momento de inércia obtido por meio da homogeneização teórica da seção mista, como exposto em Q.2.3.1.2-a). No caso de interação parcial (ver Q.2.3.1.1-c) e Q.2.3.1.2-b)) deve ser usado um momento efetivo de inércia dado por:

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{Q_{Rd}}{V_{hRd}}}\left(I_{tr} - I_a\right)$$

Onde:

I_a é o momento de inércia da seção da viga de aço isolada;

I_{tr} é o momento de inércia da seção mista homogeneizada;

Q_{Rd} e V_{hRd} são definidos em Q.2.3.1.1.

- nas regiões de momento negativo, o momento de inércia da seção transversal formada pelo perfil de aço mais a armadura longitudinal contida na largura efetiva da laje de concreto (ver Q.2.2.2).

Para as ligações mistas em vigas semicontínuas deve ser usada uma mola, cuja rigidez é dada em T.3.1 (anexo T), inserida no sistema conforme figura Q.1.

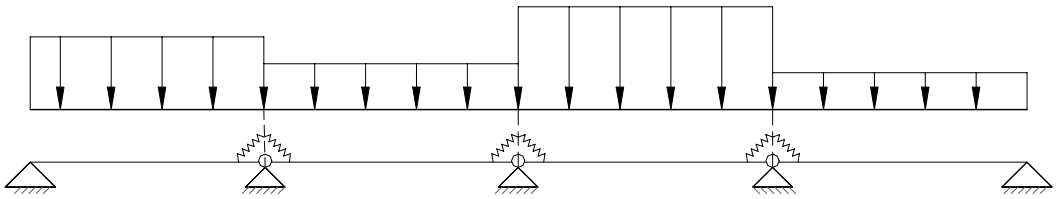


Figura Q.1 - Sistema para análise elástica

Q.1.2.1.2 No cálculo dos deslocamentos das vigas mistas devem ser levados em consideração os efeitos da fluência e da retração do concreto.

Q.1.2.1.3 A flecha total (δ_{max}) de uma viga mista não escorada é dada por:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 - \delta_o$$

Onde:

δ_1 é a flecha causada pelas ações permanentes atuantes antes da cura do concreto, calculada com base na rigidez do componente de aço;

δ_2 é a flecha causada pelas ações variáveis de curta duração atuantes após a cura do concreto, calculada com base nos momentos de inércia dados em Q.1.2.1.1;

δ_3 é a flecha calculada com as ações variáveis de longa duração somadas às ações permanentes que solicitam a viga após a cura do concreto, com base nos momentos de inércia dados em Q.1.2.1.1 e utilizando-se um terço do módulo de elasticidade do concreto na determinação do momento de inércia da seção mista homogeneizada (I_{tr}), para consideração da fluência; a flecha δ_3 pode ser considerada como a soma de duas componentes, $\delta_3^{'}$ e $\delta_3^{''}$, sendo $\delta_3^{'}$ calculada como δ_3, porém, sem dividir o módulo de elasticidade do concreto por 3 e $\delta_3^{''} = \delta_3 - \delta_3^{'}$;

δ_4 é a flecha causada pela retração do concreto, a qual pode ser desprezada em vigas contínuas e semicontínuas; nas vigas biapoiadas, essa flecha somente tem valor significativo quando a relação entre o vão e a altura total da viga mista (incluindo a laje) exceder a 20 e a deformação específica de retração livre do concreto, ε_{cs}, exceder 0,04% (os valores típicos de ε_{cs} em ambiente seco para concreto normal e de baixa densidade são 0,0325% e 0,05%, respectivamente; em outras condições de ambiente, os valores modificam-se para 0,02% e 0,03%). Caso se considere necessário calcular esta flecha, deve ser consultada norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada;

δ_o é a contraflecha da viga, que pode ser deduzida até o limite do valor da flecha proveniente das ações permanentes.

Q.1.2.1.4 A flecha total (δ_{max}) de uma viga mista escorada é obtida como em Q.1.2.1.3, com as seguintes alterações:

a) $\delta_1 = 0$;

b) na determinação de δ_3 devem ser incluídas as ações permanentes atuantes antes da cura do concreto.

Q.1.2.1.5 Para aplicação da análise elástica é necessário comprovar que a tensão causada pelas ações usadas para obtenção dos deslocamentos não atinja a resistência ao escoamento do aço do perfil, nem do aço da armadura no caso de vigas contínuas ou semicontínuas. A tensão atuante deve ser calculada com base nas propriedades elásticas da seção, levando-se em conta de forma apropriada os comportamentos antes e depois da cura do concreto. No caso de interação parcial, na região de momentos positivos, o valor de W_{ef} da viga mista deve ser determinado conforme Q.2.3.1.2-b). A fluência do concreto deve ser considerada como em Q.1.2.1.3, se for desfavorável.

Q.1.2.1.6 As flechas máximas recomendadas para vigas mistas são dadas na tabela Q.1, onde L é o vão teórico entre apoios (para vigas com restrição à rotação no plano de flexão nos apoios, L é a distância entre as seções de momento nulo) ou o dobro do comprimento teórico nos balanços.

Tabela Q.1 - Valores máximos recomendados para flechas

Situação	δ_{max}	$\delta_2 + \delta_3^{"} + \delta_4$
Vigas de cobertura em geral	L / 200	L / 250
Vigas de cobertura sujeitas a sobrecarga de pessoas	L / 250	L / 300
Vigas de piso em geral	L / 250	L / 300
Vigas de piso e de cobertura suportando acabamentos sujeitos à fissuração (alvenarias, painéis rígidos, etc.) e esquadrias	L / 250	L / 350
Vigas de piso suportando pilares	L / 400	L / 500
Quando δ_{max} pode comprometer a aparência	L / 250	-

Q.1.2.2 Determinação dos esforços solicitantes de cálculo

Q.1.2.2.1 Esta subseção aplica-se à determinação dos esforços solicitantes de cálculo em vigas mistas biapoiadas, semicontínuas e contínuas. Nas vigas mistas semicontínuas e contínuas, são previstas as situações em que pilares ou outros elementos de comportamento similar interferem ou não na distribuição de momentos fletores nos apoios. Caso interfiram, e as vigas sejam semi-contínuas, os pórticos devem ser indeslocáveis.

Q.1.2.2.2 Para determinação dos esforços solicitantes de cálculo, a análise deve ser rígido-plástica para um melhor aproveitamento do sistema estrutural. Alternativamente, pode ser feita análise elástica com redistribuição de momentos, com base em norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada, incluindo-se a rigidez dos pilares se estes interferirem na distribuição de momentos fletores nos apoios.

Q.1.2.2.3 Para a realização da análise rígido-plástica nas vigas mistas contínuas e semicontínuas, nas quais pilares não interferem na distribuição de momentos fletores nos apoios, devem ser atendidas as seguintes exigências (além das exigências específicas para ligações mistas - ver anexo T):

a) a resistência a momento não pode ser reduzida pela flambagem por distorção da viga mista junto à ligação;

b) deve ser comprovado que a capacidade de rotação das ligações mistas é igual ou superior à capacidade de rotação necessária, no caso de vigas semicontínuas;

c) deve-se ter contenção lateral adequada nos pontos de formação de rótulas plásticas;

d) caso mais da metade da carga de cálculo esteja concentrada em um comprimento não superior a um quinto do vão, no ponto de formação de rótula plástica, com a laje de concreto em compressão, não podem existir tensões de compressão em mais de 15% da altura total da seção mista; essa limitação não se aplica caso a referida rótula plástica seja a última a se formar;

e) adicionalmente, para que na análise rígido-plástica os diversos tramos possam ser analisados independentemente um do outro, um vão qualquer não pode ter comprimento 50% maior que o comprimento de um vão adjacente e um vão de extremidade não pode ter comprimento 15% maior que o comprimento do vão adjacente.

Atendidas todas as exigências mencionadas, o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Sd}, em uma seção qualquer de abscissa z, é dado por:

$$M_{Sd} = M_{Sd,q} - M^{-}_{Rd,esq}\frac{(L-z)}{L} - M^{-}_{Rd,dir}\left(\frac{z}{L}\right)$$

Onde:

$M_{Sd,q}$ é o momento fletor solicitante de cálculo na viga bi-apoiada, função da abcissa z;

$M^{-}_{Rd,esq}, M^{-}_{Rd,dir}$ são os momentos fletores resistentes de cálculo nas extremidades esquerda e direita, respectivamente, em módulo, das vigas mistas sujeitas a momento negativo no caso de vigas contínuas, ou das ligações mistas, no caso de vigas semicontínuas;

z é a abscissa da seção, a partir do apoio esquerdo;

L é o vão da viga.

As forças cortantes solicitantes de cálculo são dadas por:

$$V_{Sd} = V_{Sd,q} + \frac{(M^{-}_{Rd,esq} - M^{-}_{Rd,dir})}{L}$$

Onde:

V_{Sd} é a força cortante solicitante de cálculo, função de z;

$V_{Sd,q}$ é a força cortante solicitante de cálculo na viga bi-apoiada, função da abcissa z;

Q.1.2.2.4 Se pilares interferirem na distribuição de momentos fletores nos apoios, são válidas as mesmas considerações de Q.1.2.2.1 e Q.1.2.2.2, porém, a análise rígido-plástica deve ser mais rigorosa.

Q.1.3 Armadura da laje

Q.1.3.1 As lajes devem ser adequadamente armadas para resistir a todas as solicitações de cálculo.

Q.1.3.2 A armadura das lajes deve ser adequadamente disposta de forma a atender às especificações da NBR 6118.

Q.1.3.3 A armadura das lajes deve receber consideração especial para evitar fissuração, quando a ocorrência desse estado limite tiver que ser evitada.

Q.1.3.4 A possibilidade de fissuração da laje (causada por cisalhamento), na região adjacente à viga de aço, paralelamente a esta, deve ser controlada pela colocação de armadura adicional, transversal à viga, ou por outros meios eficazes, a não ser que se demonstre que essa fissuração não ocorre. A referida armadura adicional deve ser colocada próxima à face inferior da laje e espaçada uniformemente ao longo do comprimento L'. A área da seção dessa armadura, A_s, não pode ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a na figura Q.2) no caso de lajes maciças ou de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, devendo ainda atender à seguinte condição:

$V_{Sd} \leq V_{Rd}$, para cada plano de cisalhamento longitudinal, tanto na região de momentos positivos quanto na região de momentos negativos

Com:

$$V_{Sd} = \frac{\left(Q'_{Rd} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - \frac{0{,}85\, f_{ck}\, A_{blc}}{1{,}40} - \frac{A_{long}\, f_{ys}}{1{,}15} \right)}{L'} \geq 0 \quad \text{(em uma borda de laje, } V_{Sd} = 0\text{)}$$

e

$$V_{Rd} = \frac{0{,}04\, \eta\, A_{cv}\, f_{ck}}{1{,}40} + \frac{A_s\, f_{ys}}{1{,}15} + \frac{t_{sd}}{1{,}10} \leq \frac{0{,}2\, \eta\, A_{cv}\, f_{ck}}{1{,}40} + \frac{0{,}6\, t_{sd}}{1{,}10}$$

Onde:

Q'_{Rd} é o somatório das resistências de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento L' (se Q'_{Rd} for maior do que a resistência de cálculo necessária para interação total, usar esta em lugar de Q'_{Rd});

b_1 é a largura efetiva da laje no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

b_2 é a largura efetiva da laje no outro lado da viga mista;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

A_{blc} é a área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

A_{long} é a área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

L' é a distância entre as seções de momento máximo positivo (negativo) e momento nulo, para regiões com momento positivo (negativo);

$\eta = 0{,}3 + 0{,}7\,(\gamma_c / 24)$, sendo γ_c o peso específico do concreto, em quilonewton por metro cúbico, não podendo ser tomado valor superior a 24 kN/m^3;

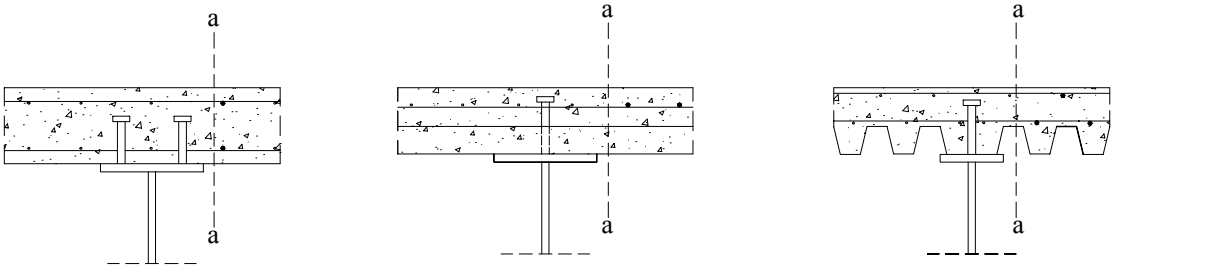
A_{cv} é a área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

A_s é a área da armadura transversal total, por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e a armadura adicional, A_{sa};

$t_{sd} = A_F\, f_{yF}$;

A_F é a área da fôrma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso esta fôrma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações, $A_F = 0$);

f_{yF} é a resistência ao escoamento do aço da fôrma.



a) Laje maciça

b) Laje com fôrma de aço com nervuras perpendiculares ao eixo da viga

c) Laje com fôrma de aço com nervuras paralelas ao eixo da viga

Figura Q.2 - Superfícies típicas de falha ao cisalhamento

Q.1.3.5 No caso de viga de borda, a ancoragem da armadura transversal requer detalhamento apropriado.

Q.1.3.6 A armadura paralela à viga, situada nas regiões de momentos negativos da viga mista, deve ser ancorada por aderência no concreto sujeito à compressão, de acordo com os critérios da NBR 6118.

Q.2 Verificação ao momento fletor

Q.2.1 Generalidades

Esta subseção é aplicável a vigas mistas, providas de conectores de cisalhamento, com laje de concreto maciça ou com fôrma de aço incorporada (laje mista aço-concreto), ou totalmente embutidas em concreto, construídas com ou sem escoramento provisório.

Q.2.2 Largura efetiva

Q.2.2.1 Vigas mistas biapoiadas

A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

- 1/8 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;

- metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e a linha de centro da viga adjacente;

- distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Q.2.2.2 Vigas mistas contínuas e semicontínuas

As larguras efetivas podem ser determinadas conforme Q.2.2.1, tomando-se em lugar dos vãos da viga as distâncias entre pontos de momento nulo (figura Q.3). Admite-se, simplificadamente, a adoção dos seguintes valores para tais distâncias:

a) nas regiões de momento positivo:

- 4/5 da distância entre apoios, para vãos extremos;

- 7/10 da distância entre apoios, para vãos internos;

b) nas regiões de momento negativo:

- 1/4 da soma dos vãos adjacentes.

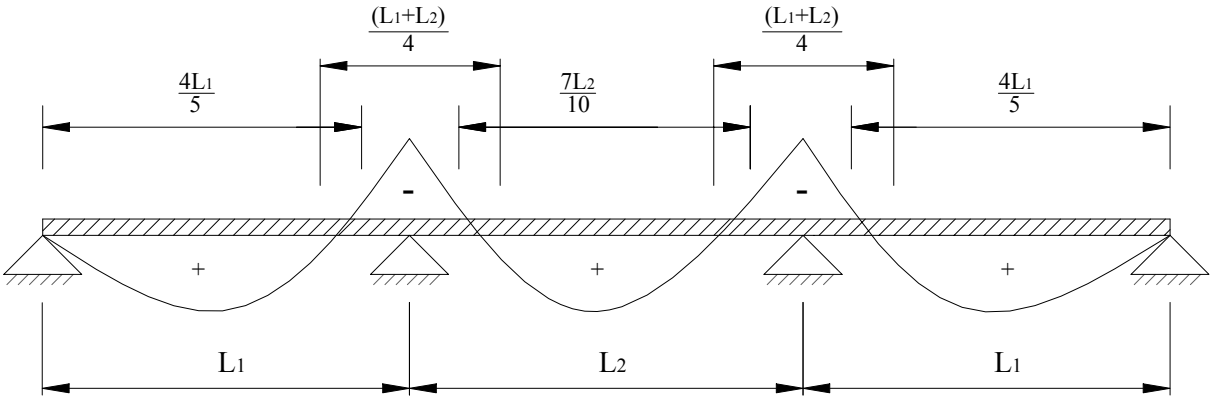


Figura Q.3 - Pontos de momento nulo em uma viga contínua ou semicontínua

Q.2.2.3 Viga mista em balanço e trecho em balanço de viga mista

Q.2.2.3.1 Nas vigas mistas em balanço, a largura efetiva pode ser determinada conforme Q.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço.

Q.2.2.3.2 Nas vigas mistas com trecho em balanço, a largura efetiva da região envolvendo o balanço e a região de momento negativo adjacente pode ser determinada conforme Q.2.2.1, tomando-se como vão da viga mista o comprimento do balanço somado ao comprimento real da região de momento negativo adjacente.

Q.2.3 Momento fletor resistente de cálculo em região de momentos positivos

Q.2.3.1 Vigas mistas com conectores de cisalhamento – construção escorada

Q.2.3.1.1 Vigas de alma cheia com $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ (h/t_w conforme anexo D)

Q.2.3.1.1.1 O momento fletor resistente de cálculo, M_{Rd}, deve ser determinado de acordo com as alíneas a), b), c) e d) a seguir (figuras Q.4 a Q.6). O coeficiente 0,85, de f_{ck}, corresponde ao efeito Rüsch e as constantes 1,10 e 1,40 correspondem, respectivamente, aos coeficientes de ponderação da resistência do aço e do concreto. O coeficiente β_{vm}, que aparece na equação de M_{Rd} nas alíneas a), b) e c), é igual a 0,95 para as vigas contínuas e 0,85, 0,90 ou 0,95 para as semicontínuas, conforme a capacidade de rotação necessária para a ligação (ver anexo T), e leva em conta a impossibilidade de se atingir a plastificação total no interior dos tramos da viga. Para as vigas biapoiadas, β_{vm} é igual a 1,00.

a) componente de aço em perfil de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto (figura Q.4), isto é:

$$Q_{Rd} \geq \frac{(A\,f_y)_a}{1{,}10}$$

$$\frac{0{,}85\,f_{ck}\,b\,t_c}{1{,}40} \geq \frac{(A\,f_y)_a}{1{,}10}$$

Cumpridas estas condições:

$$C_d = \frac{0{,}85\,f_{ck}\,b\,a}{1{,}40}$$

$$T_d = \frac{(A\,f_y)_a}{1{,}10}$$

$$a = \frac{T_d}{\frac{0{,}85\,f_{ck}\,b}{1{,}40}} \leq t_c$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm}\, T_d \left[d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right]$$

b) componente de aço em perfil de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço (figura Q.4), isto é:

$$Q_{Rd} \geq \frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, t_c}{1{,}40}$$

$$\frac{(A f_y)_a}{1{,}10} \geq \frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, t_c}{1{,}40}$$

Cumpridas estas condições:

$$C_d = \frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, t_c}{1{,}40}$$

$$C'_d = \frac{1}{2}\left[\frac{(A f_y)_a}{1{,}10} - C_d \right]$$

$$T_d = C_d + C'_d$$

A posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo da viga de aço pode ser determinada como a seguir indicado:

- para $C'_d \leq \dfrac{(A\, f_y)_{tf}}{1{,}10}$ - linha neutra na mesa superior

$$y_p = \frac{C'_d}{\dfrac{(A\, f_y)_{tf}}{1{,}10}}\, t_f$$

- para $C'_d > \dfrac{(A\, f_y)_{tf}}{1{,}10}$ - linha neutra na alma

$$y_p = t_f + h \left(\frac{C'_d - \dfrac{(A f_y)_{tf}}{1{,}10}}{\dfrac{(A f_y)_w}{1{,}10}} \right)$$

O momento fletor resistente de cálculo fica igual a:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C'_d \left(d - y_t - y_c \right) + C_d \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

c) componente de aço com perfil de alma cheia com interação parcial (figura Q.5), isto é:

$$Q_{Rd} < \frac{(A\, f_y)_a}{1{,}10}$$

$$Q_{Rd} < \frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, t_c}{1{,}40}$$

No entanto, a relação η entre Q_{Rd} e V_{hRd}, onde V_{hRd} é o menor valor entre $(A\, f_y)_a / 1{,}10$ e $0{,}85 f_{ck}\, b t_c / 1{,}40$, não pode ser inferior ao estipulado em Q.2.3.1.1.2.

Ocorrendo estas condições, tem-se $C_d = Q_{Rd}$ e para a determinação de $C_d^{'}$, T_d e y_p são válidas as expressões dadas em Q.2.3.1.1.1-b), com o novo valor de C_d. A resistência de cálculo ao momento fletor é dada por:

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_d^{'} (d - y_t - y_c) + C_d \left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

com

$$a = \frac{C_d}{\frac{0{,}85\, f_{ck}\, b}{1{,}40}}$$

d) treliça mista com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é (figura Q.6):

$$Q_{Rd} \geq \frac{(A\, f_y)_{bi}}{1{,}10}$$

$$\frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, t_c}{1{,}40} \geq \frac{(A\, f_y)_{bi}}{1{,}10}$$

Cumpridas estas condições:

$$C_d = \frac{0{,}85\, f_{ck}\, b\, a}{1{,}40}$$

$$T_d = \frac{(A\, f_y)_{bi}}{1{,}10}$$

$$a = \frac{T_d}{\frac{0{,}85\, f_{ck}\, b}{1{,}40}}$$

$$M_{Rd} = T_d \, d_2$$

Nas expressões dadas nas alíneas a), b), c) e d):

C_d é a resistência de cálculo da espessura comprimida da laje;

T_d é a resistência de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

C'_d é a resistência de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

b é a largura efetiva da laje de concreto;

t_c é a espessura da laje de concreto;

a é a espessura comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

$Q_{Rd} = \Sigma q_{Rd}$ é o somatório das resistências de cálculo individuais q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver Q.4.3),

V_{Rd} é o menor valor entre $(A\,f_y)_a / 1{,}10$ ou $0{,}85 f_{ck}\, b\, t_c / 1{,}40$;

h_F, d, h, t_w conforme figuras Q.4 e Q.5; $h_F = 0$ quando a face inferior da laje for plana e assentar-se diretamente sobre o perfil de aço;

d_1 é a distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

d_2 é a distância entre as forças de tração e compressão na treliça mista;

y_c é a distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior dessa viga;

y_t é a distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior dessa viga;

y_p é a distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço;

t_f é a espessura da mesa superior da viga de aço;

$(Af_y)_a$ é o produto da área da seção da viga de aço pela sua resistência ao escoamento;

$(Af_y)_{tf}$ é o produto da área da mesa superior da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;

$(Af_y)_w$ é o produto da área da alma da viga de aço pela resistência ao escoamento dessa viga;

$(Af_y)_{bi}$ é o produto da área do banzo inferior da treliça de aço pela sua resistência ao escoamento.

Q.2.3.1.1.2 A relação $\eta = Q_{Rd} / V_{hRd}$, citada na alínea c) de Q.2.3.1.1.1 é dada por:

a) quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas iguais

$$\eta = 1 - \frac{E}{578\, f_y}(0{,}75 - 0{,}03\, L_e) \geq 0{,}40 \text{ para } L_e \leq 25 \text{ m}$$

$$\eta = 1 \text{ para } L_e > 25 \text{ m (interação completa)}$$

b) quando os perfis de aço componentes da viga mista têm mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior não superando três vezes a área da mesa superior

$$\eta = 1 - \frac{E}{578\, f_y}(0{,}30 - 0{,}015\, L_e) \geq 0{,}40 \text{ para } L_e \leq 20 \text{ m}$$

$$\eta = 1 \text{ para } L_e > 20 \text{ m (interação completa)}$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço do perfil;

L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metro, podendo ser tomado como em Q.2.2.2 nas vigas contínuas e semicontínuas.

Q.2.3.1.1.3 Nas treliças mistas, diagonais e montantes devem ser dimensionados de acordo com 5.2 ou 5.3, o que for aplicável.

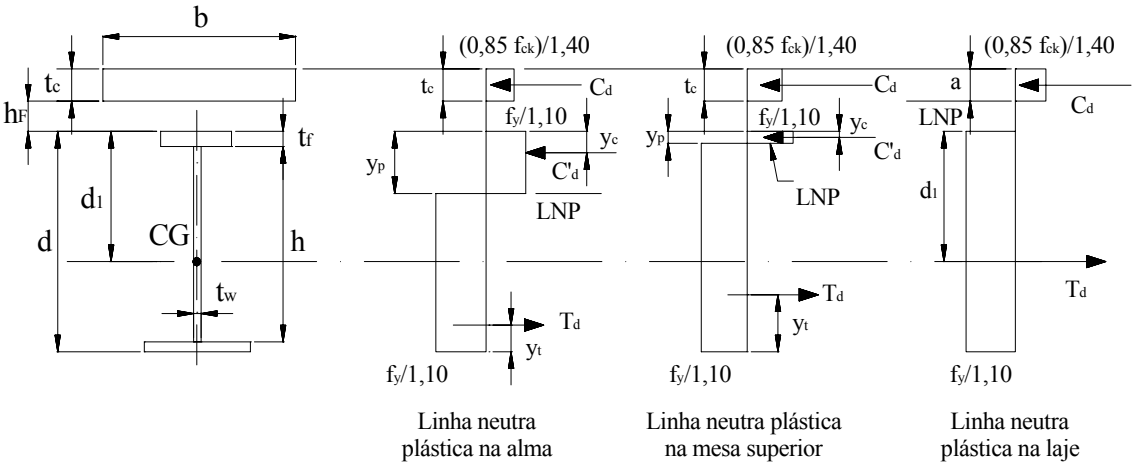


Figura Q.4- Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ - interação completa)

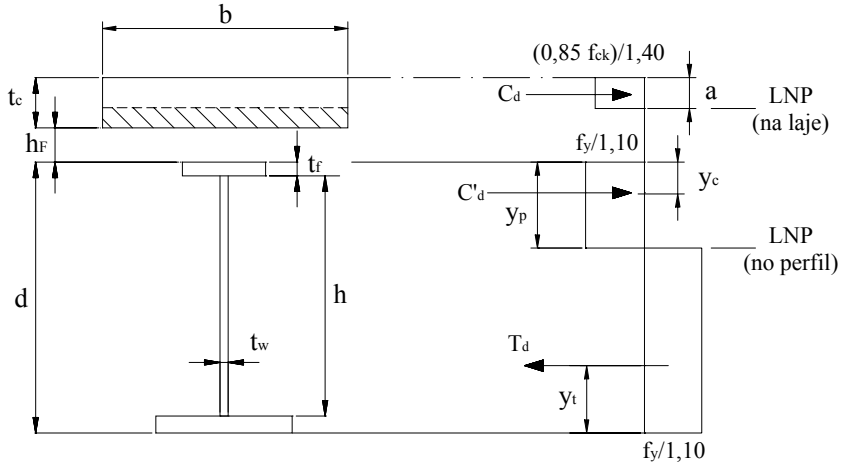


Figura Q.5 - Distribuição de tensões em vigas mistas de alma cheia sob momento positivo (vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3{,}76\sqrt{E/f_y}$ - interação parcial)

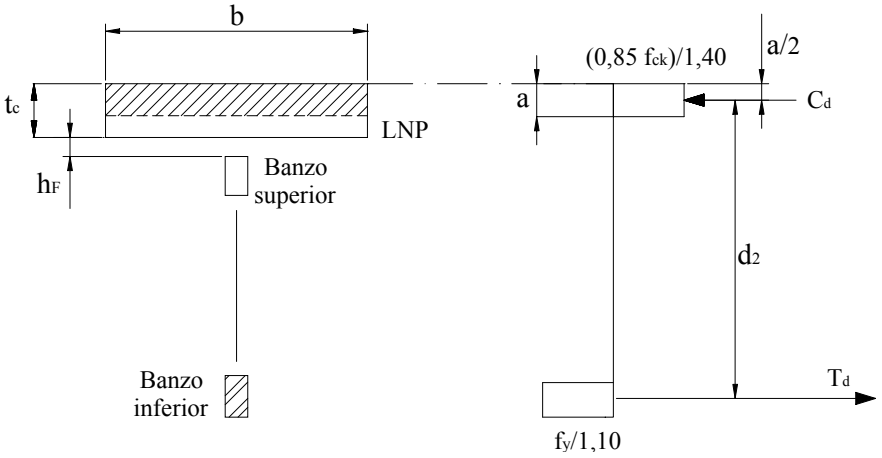


Figura Q.6 - Distribuição de tensões em treliças mistas

Q.2.3.1.2 Vigas de alma cheia com $3{,}76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5{,}70\sqrt{E/f_y}$ (h/t_w conforme anexo D)

A tensão de tração de cálculo na face inferior da viga de aço não pode ultrapassar $f_y/1{,}10$ e a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ultrapassar $f_{ck}/1{,}40$. Ambas essas tensões devem ser determinadas de acordo com as alíneas a) e b) a seguir:

a) interação completa, isto é, Q_{Rd} igual ou superior ao menor dos dois valores: $(A\,f_y)_a/1{,}10$ ou $0{,}85 f_{ck}\,b\,t_c/1{,}40$.

As tensões correspondentes ao momento fletor solicitante de cálculo M_{Sd} devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção mista transformada, obtida através da homogeneização teórica da seção. Para se obter a seção transformada, a largura efetiva da laje deve ser dividida por $n_E = E/E_c$, sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto, e deve ser ignorada a participação do concreto na zona tracionada. A fluência do concreto deve ser considerada com em Q.1.2.1.3, se for desfavorável. As tensões de cálculo são dadas por:

$$f_{dt} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i}$$

e

$$f_{dc} = \frac{M_{Sd}}{[n_E\,(W_{tr})_s]}$$

b) interação parcial, obedecendo-se o disposto em Q.2.3.1.1.2

A determinação de tensões é feita como em a), alterando-se apenas o valor de $(W_{tr})_i$, para:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_{Rd}}{V_{hRd}}}\left[(W_{tr})_i - W_a\right]$$

Nas expressões dadas em a) e b):

f_{dt} é a tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço;

f_{dc} é a tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

$(W_{tr})_i$ é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$ é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;

W_a é o módulo de resistência elástico inferior da seção da viga de aço;

Os demais termos têm os significados dados em Q.2.3.1.1.

Q.2.3.2 Vigas mistas com conectores de cisalhamento - construção não escorada

Além da verificação como viga mista, conforme Q.2.3.1, devem ser atendidas as exigências de Q.2.3.2.1 e Q.2.3.2.2.

Q.2.3.2.1 Resistência de cálculo do componente de aço

O componente de aço, por si só, deve ter resistência de cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes do concreto atingir uma resistência igual a 0,75 f_{ck}.

Q.2.3.2.2 Exigência adicional para vigas mistas de alma cheia biapoiadas com $3{,}76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5{,}70\sqrt{E/f_y}$ (h/t_w conforme anexo D)

Na mesa inferior da seção mais solicitada, deve-se ter:

$$\left(\frac{M_{Sd,G'}}{W_a}\right)+\left(\frac{M_{Sd,L}}{W_{ef}}\right)\leq\frac{f_y}{1{,}10}$$

Onde:

$M_{Sd,G'}$ e $M_{Sd,L}$ são os momentos fletores solicitantes de cálculo devidos às ações atuantes, respectivamente, antes e depois da resistência do concreto atingir a $0{,}75f_{ck}$;

W_a e W_{ef} são calculados conforme Q.2.3.1.2.

Q.2.4 Momento fletor resistente de cálculo em região de momentos negativos

Q.2.4.1 Resistência da seção transversal

Q.2.4.1.1 Admitindo-se que o concreto não tem resistência à tração, a resistência da seção transversal de vigas mistas contínuas e semicontínuas na região de momento negativo fica reduzida ao cálculo da capacidade da seção de aço associada à seção da armadura longitudinal que, necessariamente, deverá existir na largura efetiva da laje de concreto. A solução requer encontrar a posição da linha neutra plástica da seção transversal e o momento fletor resistente de cálculo. Como a flambagem local não pode ocorrer, alínea c) de Q.1.1, é necessário ainda garantir:

- que se tenha um número de conectores de cisalhamento suficiente para absorver os esforços horizontais entre a viga de aço e a laje de concreto, de acordo com Q.2.4.3;

- que o momento fletor resistente de cálculo para o estado limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, de acordo com Q.2.5, seja superior ao momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, considerando a viga mista para viga contínua ou a ligação mista para viga semicontínua.

Q.2.4.1.2 A força resistente de tração de cálculo (T_{ds}) nas barras da armadura longitudinal deverá ser tomada igual a:

$$T_{ds}=\frac{A_{s\ell}\,f_{ys}}{\gamma_s}$$

Onde:

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,15;

$A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto;

f_{ys} é a resistência ao escoamento da armadura longitudinal.

Q.2.4.1.3 O momento fletor resistente de cálculo (figura Q.7) é dado por:

$$M^{-}_{Rd} = T_{ds}\, d_1 + \frac{A_{at}\, f_y\, d_2}{\gamma_a} + \frac{A_{ac}\, f_y\, d_3}{\gamma_a}$$

Onde:

γ_a é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10;

A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;

A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;

d_1 é a distância do centro de gravidade da armadura longitudinal à LNP;

d_2 é a distância do centro de gravidade da força de tração na seção de aço à LNP;

d_3 é a distância do centro de gravidade da força de compressão na seção de aço à LNP.

Q.2.4.2 Considerações de resistência para as vigas semicontínuas

Nas vigas semicontínuas:

- o momento fletor resistente de cálculo da ligação mista, determinado conforme o anexo T, é necessariamente menor que o da seção transversal, prevalecendo portanto sobre este;

- na verificação da flambagem lateral com distorção da seção trasversal conforme Q.2.5, o momento fletor resistente de cálculo a ser usado é o da seção transversal, determinado em Q.2.4.1.

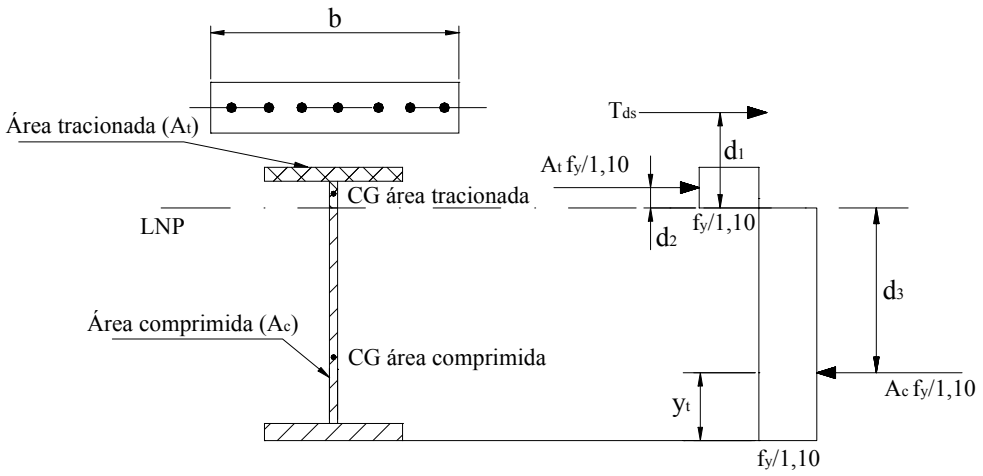


Figura Q.7 – Distribuição de tensões para momento fletor negativo

Q.2.4.3 Número de conectores

O número de conectores n entre a seção de momento máximo negativo e a seção de momento nulo obtido na análise estrutural deve ser tal que

$$n \geq \frac{T_{ds}}{q_{Rd}}$$

onde T_{ds} é dado em Q.2.4.1.2 e q_{Rd} é a resistência de cálculo de um conector de cisalhamento conforme Q.4.3.

Q.2.5 Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

Q.2.5.1 Deve-se assegurar que não ocorrerá flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista em decorrência dos momentos negativos. Para isto, no caso de existir uma série de vigas paralelas (figura Q.8), ligadas à mesma laje de concreto, com o perfil de aço simétrico pelo menos em relação ao eixo perpendicular à laje de concreto, como é usual em estruturas de edifícios, deve ser atendida a condição:

$$\lambda_{dist} \leq 0{,}40$$

onde λ_{dist} é o parâmetro de esbeltez dado em Q.2.5.3, considerando-se ainda o disposto em Q.2.5.2.

Q.2.5.2 Nas vigas mistas semicontínuas, se λ_{dist} superar 0,40, a resistência da viga à flambagem lateral com distorção será considerada adequada se:

$$M^{-}_{Rd,de} \leq M^{-}_{Rd,dist}$$

Onde:

$M^{-}_{Rd,de}$ é o momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, igual a $M_{Rd,esq}$ e $M_{Rd,dir}$ no caso de análise rígido-plástica (ver Q.1.2.2.3);

$M^{-}_{Rd,dist}$ é o momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo, para o estado limite de flambagem lateral com distorção da seção transversal, determinado conforme Q.2.5.3.

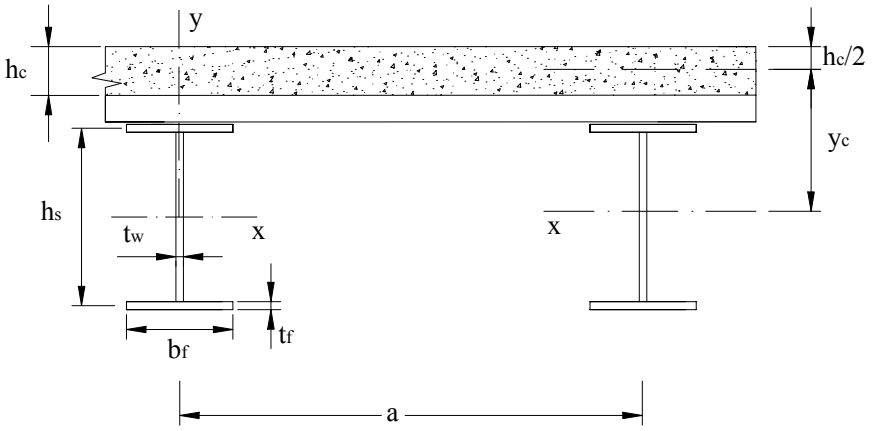


Figura Q.8 – Vigas paralelas

Q.2.5.3 O momento fletor resistente de cálculo na região de momento negativo para flambagem lateral com distorção da seção transversal da viga mista semicontínua é dado por:

$$M^{-}_{Rd,dist} = \chi_{dist}\, M^{-}_{Rd}$$

Onde:

M^{-}_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo da seção transversal, dado em Q.2.4.1.3;

χ_{dist} é o fator de redução para flambagem lateral com distorção da seção transversal, obtido da curva de resistência à compressão a, apresentada em 5.3.4.2, para os perfis laminados e soldados fabricados por deposição de metal de solda com chapas cortadas a maçarico, e curva c para os demais perfis soldados, em função do parâmetro de esbeltez λ_{dist} dado por (ver método alternativo simplificado para perfis de aço duplamente simétricos em Q.2.5.5):

$$\lambda_{dist} = \sqrt{\frac{M^{-}_{Rk}}{M_{cr}}}$$

Nesta última expressão:

- M^{-}_{Rk} é o momento fletor resistente característico na região de momentos negativos, obtido conforme Q.2.4.1, mas tomando todos os coeficientes de ponderação da resistência iguais a 1,00;

- M_{cr} é o momento crítico elástico na região de momentos negativos, dado por:

$$M_{cr} = k_c \frac{C_4}{L} \sqrt{\left(GI_T + \frac{k_s L^2}{\pi^2} \right) EI_{afy}}$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

G é o módulo de elasticidade transversal do aço;

L é o comprimento da viga entre seções nas quais a mesa inferior do perfil de aço é contida lateralmente;

I_T é o momento de inércia a torção uniforme da seção de aço;

I_{afy} é o momento de inércia da mesa inferior com relação ao eixo y (figura Q.8);

C_4 é um coeficiente que depende da distribuição de momentos fletores no comprimento L, dado nas tabelas Q.2 e Q.3 para vigas contínuas e nas tabelas Q.3 e Q.4 para vigas semicontínuas para alguns carregamentos (para obtenção de C_4 nestas tabelas, pode ser feita interpolação linear);

k_s é um coeficiente que depende das rigidezes transversais da alma da viga e da laje, por unidade de comprimento da viga, dado em Q.2.5.4;

k_c é um fator dado em Q.2.5.5.

Tabela Q.2 - Coeficiente C_4 para vigas contínuas com carregamento entre apoios

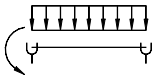
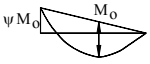
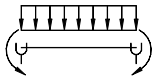
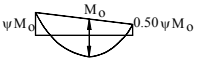
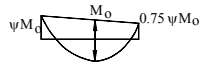
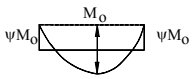
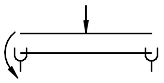
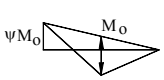
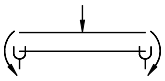
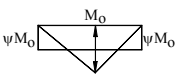
Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor [1]	C_4								
		ψ=0,50	ψ=0,75	ψ=1,00	ψ=1,25	ψ=1,50	ψ=1,75	ψ=2,00	ψ=2,25	ψ=2,50
		41,5	30,2	24,5	21,1	19,0	17,5	16,5	15,7	15,2
		33,9	22,7	17,3	14,1	13,0	12,0	11,4	10,9	10,6
		28,2	18,0	13,7	11,7	10,6	10,0	9,5	9,1	8,9
		21,9	13,9	11,0	9,6	8,8	8,3	8,0	7,8	7,6
		28,4	21,8	18,6	16,7	15,6	14,8	14,2	13,8	13,5
		12,7	9,89	8,6	8,0	7,7	7,4	7,2	7,1	7,0
NOTA: [1] M_o é o momento máximo solicitante de cálculo, considerando o tramo analisado como biapoiado.										

Tabela Q.3 - Coeficiente C_4 para vigas contínuas e semicontínuas sem carregamento entre apoios

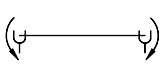
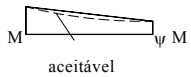
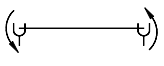
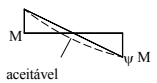
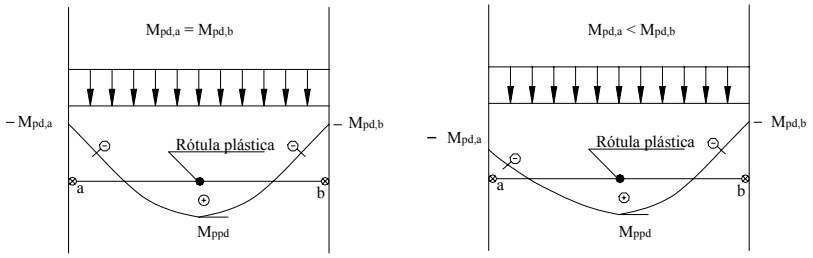
Condições de carregamento e apoio	Diagrama de momento fletor [1]	C_4				
		ψ=0,00	ψ=0,25	ψ=0,50	ψ=0,75	ψ=1,00
		11,1	9,5	8,2	7,1	6,2
		11,1	12,8	14,6	16,3	18,1
NOTA: [1] M é o maior momento negativo solicitante de cálculo, em módulo, no trecho analisado, sendo que valores de ψ maiores que 1,00 devem ser tomados iguais a 1,00.						

Tabela Q.4 - Coeficiente C_4 para vigas semicontínuas submetida a carregamento uniformemente distribuído

$\psi_2 = \frac{M_{pd,a}}{M_{pd,b}}$ [1] / $\psi_1 = \frac{M_{pd,b}}{M_{ppd}}$	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2	0,1
1,00	21,9	24,0	26,7	29,5	32,7	34,2
0,75	26,5	29,0	32,0	35,0	38,0	39,8
0,50	30,5	33,9	37,0	40,4	44,3	45,7
0	32,4	36,5	42,6	47,6	51,8	53,5



NOTA:

[1] M_{ppd} é a resistência plástica de cálculo da viga mista a momento positivo determinada conforme Q.2.3, mas com o coeficiente β_{vm} igual a 1,00; $M_{pd,a}$ é a menor resistência plástica de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado; $M_{pd,b}$ é a maior resistência plástica de cálculo, em módulo, nas extremidades do tramo considerado.

Q.2.5.4 O coeficiente k_s deve ser tomado como:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

Onde:

k_1 é uma rigidez a flexão da laje, por unidade de comprimento da viga, tomada como:

- para lajes contínuas sobre o perfil de aço com um tramo de cada lado do perfil: $k_1 = 4 E I_2 / a$

- para lajes sem continuidade sobre o perfil de aço ou com balanço de um dos lados do perfil: $k_1 = 2 E I_2 / a$

k_2 é uma rigidez a flexão da alma, por unidade de comprimento da viga, tomada como:

$$k_2 = \frac{E t_w^{\,3}}{4 h_s (1 - \nu_a^{\,2})}$$

Nas expressões de k_1 e k_2 (figura Q.8):

EI_2 é a rigidez à flexão da seção mista homogeneizada da laje (desconsiderando o concreto tracionado) por unidade de comprimento da viga, com I_2 sendo tomado como o menor dos seguintes valores:

- valor no meio do vão da laje, para momento positivo;

- valor em um apoio interno da laje, para momento negativo;

a é a distância centro a centro entre as vigas;

t_w é a espessura da alma da viga;

h_s é a distância entre os centros de gravidade;

ν_a é o coeficiente de Poisson do aço.

Q.2.5.5 O fator k_c é dado por:

a) quando a seção de aço é duplamente simétrica

$$k_c = \frac{\left(\frac{h_s I_x}{I_{ax}}\right)}{\frac{\left(\frac{h_s^{\,2}}{4} + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}\right)}{e} + h_s}$$

b) quando a seção de aço é simétrica apenas em relação ao eixo situado no plano de flexão:

$$k_c = \frac{\left(\frac{h_s I_x}{I_{ax}}\right)}{\frac{(y_f - y_S)^2 + \frac{(I_{ax} + I_{ay})}{A_a}}{e} + 2(y_f - y_j)}$$

Nas expressões de k_c, dadas nas alíneas a) e b):

$$e = \frac{A I_{ax}}{A_a y_c (A - A_a)};$$

y_c é a distância do centro de gravidade da viga de aço à metade da altura da laje de concreto (figura Q.8);

I_x é o momento de inércia da seção mista na região de momento negativo (viga de aço mais armadura da laje) com relação ao eixo x (figura Q.8);

I_{ax} e I_{ay} são os momentos de inércia da seção de aço com relação a seus eixos baricêntricos;

A_a é a área da seção do perfil de aço;

A é a área da seção mista na região de momento negativo (viga de aço mais armadura da laje);

y_s é a distância do centro de gravidade ao centro de cisalhamento da viga de aço, positiva quando o centro de cisalhamento e a mesa comprimida pelo momento negativo estão do mesmo lado do centro de gravidade;

$$y_f = \frac{h_S I_{afy}}{I_{ay}}$$

$$y_j = y_S - \int_{A_a} \frac{y\,(x^2 + y^2)\,dA}{2I_{ax}}\text{; quando } I_{afy} > 0{,}5\,I_{ay}\text{, pode-se tomar } y_j = 0{,}40\,h_s\left(2\frac{I_{afy}}{I_{ay}} - 1\right)$$

I_{afy} é o momento de inércia da mesa inferior do perfil de aço em relação ao eixo y (figura Q.8).

Q.2.5.6 Os cálculos podem ser simplificados para seções duplamente simétricas, determinando-se λ_{dist} pela seguinte fórmula, a favor da segurança:

$$\lambda_{dist} = 5{,}0\left(1 + \frac{t_w h_s}{4 b_f t_f}\right)\left[\left(\frac{f_y}{EC_4}\right)^2\left(\frac{h_s}{t_w}\right)^3\left(\frac{t_f}{b_f}\right)\right]^{0{,}25}$$

Onde:

f_y é a resistência ao escoamento do aço do perfil;

b_f, t_f, h_s, t_w conforme figura Q.8;

E, C_4 conforme Q.2.5.3.

Q.2.6 Disposições para lajes de concreto com fôrma de aço incorporada (figura Q.9)

Q.2.6.1 Limitações

Para uma viga mista com lajes de concreto com fôrma de aço incorporada, devem ser obedecidas as seguintes limitações:

a) a altura h_F das nervuras da fôrma de aço deve ser igual ou inferior a 75 mm;

b) a largura média b_F da mísula ou da nervura situada sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm. Para efeito de cálculo, essa largura não pode ser tomada maior que a largura livre mínima no nível do topo da fôrma (ver Q.2.6.3-b) e Q.2.6.3-c) para outras limitações);

c) a laje de concreto deve ser ligada à viga de aço por conectores tipo pino com cabeça, de diâmetro igual ou inferior a 19 mm. Os conectores podem ser soldados à viga através da fôrma ou diretamente, fazendo-se furos na fôrma no segundo caso; no caso de solda através da fôrma são necessários cuidados especiais para garantir a fusão completa do conector com a viga, quando a espessura da fôrma for maior que 1,5 mm para fôrma simples e 1,2 mm no caso de uma fôrma superposta à outra, ou ainda quando a soma das espessuras das camadas de galvanização corresponder a uma massa maior que 385 g/m^2;

d) a projeção dos conectores acima do topo da fôrma, depois de instalados, não pode ser inferior a 40 mm;

e) o cobrimento de concreto acima do topo da fôrma de aço não pode ser inferior a 50 mm.

Q.2.6.2 Fôrmas com nervuras perpendiculares à viga de aço

a) nos cálculos necessários para determinar a resistência da seção, o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço deve ser desprezado;

b) para evitar o arrancamento, as fôrmas de aço devem ser ancoradas nas vigas dimensionadas como mistas a intervalos não superiores a 450 mm. Essa ancoragem pode ser feita utilizando-se conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas bujão, ou outros meios especificados pelo engenheiro responsável pelo projeto;

c) para determinação da resistência dos conectores tipo pino com cabeça, ver Q.4.3.1 e para o espaçamento dos mesmos, ver Q.4.4.2.

Q.2.6.3 Fôrmas com nervuras paralelas à viga de aço

a) o concreto situado abaixo do topo da fôrma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da seção mista, desde que totalmente situado na zona comprimida e que as expressões dadas em Q.2.3 sejam corrigidas adequadamente para se levar em conta a nova geometria da laje;

b) as fôrmas de aço podem ser interrompidas sobre a mesa superior da viga de aço, de modo a se obter uma mísula de concreto sobre a mesa. Neste caso, as fôrmas devem ser adequadamente ligadas à viga por meio de conectores ou soldas bujão;

c) quando a altura nominal da nervura h_F for igual ou superior a 40 mm, a largura média da nervura b_F ou mísula sobre a viga não pode ser inferior a 50 mm, quando houver apenas um pino na seção transversal. Para cada pino adicional, essa largura deve ser acrescida de 4 vezes o diâmetro do pino;

d) ver Q.4.3.1 e Q.4.4.2.

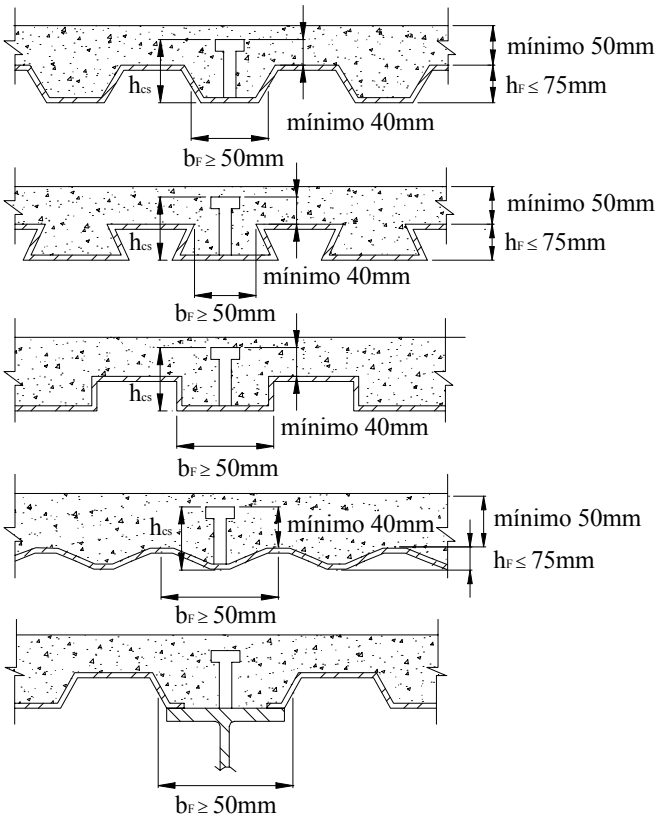


Figura Q.9 - Lajes de concreto com fôrma de aço incorporada

Q.3 Verificação à força cortante

A resistência de cálculo a força cortante resistente de cálculo de vigas mistas deve ser determinada considerando-se apenas a resistência do perfil de aço, de acordo com 5.5, não podendo ser considerado o efeito do campo de tração. Deve-se ter:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Q.4 Conectores de cisalhamento

Q.4.1 Generalidades

Esta subseção é aplicável a conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil U laminado ou formado a frio com espessura de chapa igual ou superior a 3 mm. Os conectores do tipo pino com cabeça devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro, e atender rigorosamente o estipulado na AWS D.1.1 no que se refere a suas dimensões e sua ligação com o elemento de aço da viga mista. Todos os tipos de conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje, com cobrimento superior mínimo de 10 mm.

Q.4.2 Materiais

Para conectores do tipo pino com cabeça ver 4.5.2.6.1 e para perfis U laminados ou formados a frio ver 4.5.2.6.2 e 4.5.2.6.3. Os agregados usados no concreto da laje devem atender aos requisitos da NBR 6118 e o peso específico desse concreto não pode ser inferior a 15 kN/m^3.

Q.4.3 Resistências de cálculo de conectores

Q.4.3.1 Pinos com cabeça

Q.4.3.1.1 A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada pelo menor dos dois valores seguintes:

$$q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

$$q_{Rd} = \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, não superior a 28 MPa;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, conforme 4.5.3.

Q.4.3.1.2 A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça, em lajes com fôrma de aço incorporada, é igual a resistência encontrada em Q.4.3.1.1, multiplicando-se o valor obtido pela primeira expressão por um coeficiente de redução C_{red} dado por:

- para fôrmas colocadas com nervuras paralelas à viga de aço, com b_F / h_F igual ou inferior a 1,5 (se b_F / h_F for maior que 1,5, C_{red} pode ser tomado igual a 1,00)

$$C_{red} = 0{,}6 \left(\frac{b_F}{h_F} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_F} - 1{,}0 \right) \leq 1{,}0$$

- para fôrmas colocadas com nervuras perpendiculares à viga de aço

$$C_{red} = \frac{0{,}85}{\sqrt{n_{cs}}} \left(\frac{b_F}{h_F} \right) \left(\frac{h_{cs}}{h_F} - 1{,}0 \right) \leq 0{,}75$$ para um conector por nervura ou 1,0 nos demais casos.

Onde:

h_{cs} é o comprimento do pino após a soldagem, não podendo ser considerado nos cálculos superior a $h_F + 75\,\text{mm}$, embora o comprimento real possa ser maior que esse valor;

n_{cs} é o número de conectores de cisalhamento por nervura, sobre uma viga, não sendo necessário considerar, nos cálculos, n_{cs} superior a 3, embora possam existir mais de 3 conectores;

b_F e h_F conforme Q.2.6.1 e figura Q.9.

No caso de nervuras perpendiculares à viga de aço, com deslocamento da posição do conector no sentido da seção de momento positivo máximo para o apoio, o valor de C_{red} aumenta.

Q.4.3.2 Perfil U laminado ou formado a frio

Q.4.3.2.1 A resistência de cálculo, em quilonewton, de um conector de cisalhamento em perfil U laminado, totalmente embutido em laje maciça de concreto com face inferior plana e diretamente apoiada sobre a viga de aço, é dada por:

$$q_{Rd} = \frac{0{,}3\left(t_f + 0{,}5t_w\right)L_{cs}\sqrt{f_{ck}\,E_c}}{\gamma_{cs}}$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação de resistência do conector, igual a 1,25;

t_{fcs} é a espessura da mesa do conector, em milímetro, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma;

t_{wcs} é a espessura da alma do conector, em milímetro;

L_{cs} é o comprimento do perfil U, em milímetro;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em megapascal;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto.

Q.4.3.2.2 A resistência de cálculo de um conector de cisalhamento de perfil U formado a frio deve ser determinada como em Q.4.3.2.1, tomando-se as espessuras da mesa e da alma iguais à espessura da chapa do mesmo.

Q.4.3.2.3 Os perfis U devem ser instalados com uma das mesas assentando sobre a viga de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal da viga.

Q.4.4 Locação e espaçamento de conectores de cisalhamento

Q.4.4.1 Os conectores de cisalhamento, colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo, podem ser uniformemente espaçados entre esta seção e as seções adjacentes de momento nulo, exceto que, nas regiões de momento fletor positivo, o número de conectores necessários entre qualquer seção com carga concentrada e a seção adjacente de momento nulo (ambas situadas do mesmo lado, relativamente à seção de momento máximo) não pode ser inferior a n', dado por:

$$n' = n\left[\frac{M'_{Rd} - M_a/\gamma}{M_{Rd} - M_a/\gamma}\right]$$

Onde:

M'_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo na seção da carga concentrada (inferior ao momento resistente de cálculo máximo);

M_a/γ é o momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, baseada no estado limite FLA, conforme 5.4;

M_{Rd} é o momento fletor resistente de cálculo máximo;

n é o número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo.

A expressão de n' deve ser ajustada adequadamente quando a resistência do conector não for constante. Esta situação pode ocorrer quando for usada laje com fôrma de aço incorporada com nervura perpendicular à viga de aço e número de conectores de cisalhamento por nervura variável (muda-se o valor de C_{red} - ver Q.4.3.1.2).

Q.4.4.2 O espaçamento máximo entre linhas de centro de conectores deve ser igual a 8 vezes a espessura total da laje; este espaçamento também não pode ser superior a 800 mm no caso de lajes com fôrmas de aço incorporadas, com nervuras perpendiculares à viga.

Q.4.4.3 O espaçamento mínimo entre linhas de centro de conectores tipo pino com cabeça deve ser igual a seis diâmetros ao longo do vão da viga, podendo ser reduzido para quatro diâmetros no caso da laje com fôrma de aço incorporada, e quatro diâmetros na direção transversal ao mesmo, e entre conectores em perfil U, a maior dimensão entre a altura e o comprimento do conector (L_{cs}).

Q.4.5 Limitações complementares

Q.4.5.1 Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa à qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma da viga.

Q.4.5.2 O cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm, excetuando-se o caso de conectores colocados em nervuras de fôrmas de aço.

Q.4.5.3 Se for necessário cobrimento de concreto acima da face superior de qualquer tipo de conector, para evitar corrosão ou por qualquer outro motivo, este cobrimento não poderá ser inferior ao cobrimento especificado pela NBR 6118 para a armadura da laje menos 5 mm, nem a 20 mm.

Q.5 Outros perfis

Outros tipos de perfis além dos estipulados em Q.1 podem ser usados nas vigas mistas, desde que sejam feitas as adaptações necessárias nos procedimentos de cálculo apresentados, de modo a se manter o nível de segurança previsto por esta Norma.

Anexo R (normativo)
Pilares mistos aço-concreto

R.1 Generalidades

R.1.1 Escopo

R.1.1.1 Este anexo trata do projeto e do dimensionamento por método simplificado de pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto (figuras R.1-a e R.1-b) e com seções preenchidas com concreto (figuras R.1-c e R.1-d), submetidos à compressão simples ou a flexo-compressão.

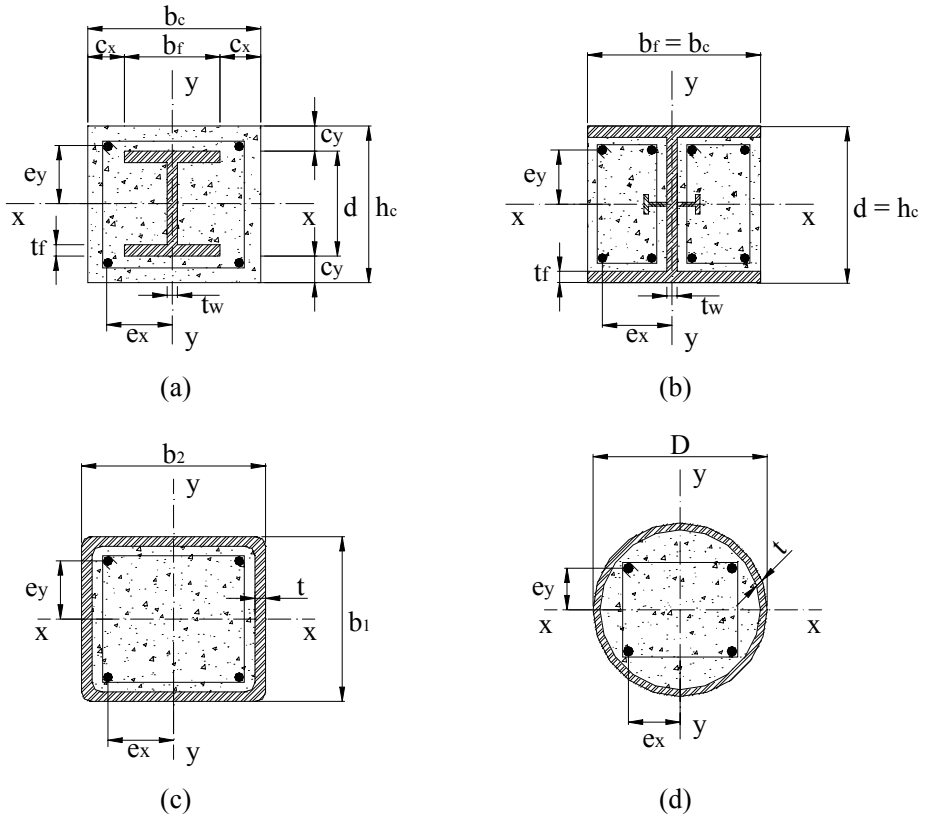


Figura R.1 - Tipos de seções transversais de pilares mistos.

R.1.1.2 Os pilares mistos com seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto devem possuir perfil de aço I ou H soldado ou laminado. Os pilares com seções transversais preenchidas com concreto devem possuir perfil de aço tubular retangular ou circular.

R.1.2 Hipóteses básicas

O método simplificado tem as seguintes hipóteses básicas:

- há interação completa entre o concreto e o aço no colapso;

- as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de barras de aço axialmente comprimidas;

- não ocorre flambagem local dos elementos de aço da seção transversal.

R.1.3 Limites de aplicabilidade

O método simplificado possui os seguintes limites de aplicabilidade:

a) os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante.

b) o concreto utilizado deve possuir densidade normal.

c) o fator de contribuição do aço δ, como definido em R.4.4, deve ser superior a 0,2 e inferior a 0,9. Se δ for igual ou inferior a 0,2 o pilar deve ser dimensionado de acordo com a NBR 6118 como pilar de concreto, e, se δ for igual ou superior a 0,9, o pilar deve ser dimensionado segundo a presente norma, como pilar de aço.

d) a esbeltez relativa do pilar λ_{rel}, como definida em R.4.2, não pode ser maior que 2,0.

e) seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio (para esta situação, usar a NBR14323). Para as seções transversais total ou parcialmente revestidas com concreto, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área do concreto. A máxima porcentagem de armadura na seção de concreto é de 4% desta (por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, porém, não se pode considerar no dimensionamento à temperatura ambiente taxa superior a 4%).

f) para as seções totalmente revestidas com concreto, os cobrimentos do perfil de aço deverão estar dentro dos seguintes limites (ver figura R.1-a):

- $40\,\text{mm} \le c_y \le 0{,}3\,d$ e $c_y \ge b_f/6$

- $40\,\text{mm} \le c_x \le 0{,}4\,b_f$ e $c_x \ge b_f/6$

g) quando a concretagem for feita com o pilar montado, deve-se comprovar que o pilar puramente metálico resiste às ações aplicadas antes da cura do concreto.

h) para as seções total ou parcialmente revestidas com concreto, devem existir armaduras longitudinal e transversal para garantir a integridade do concreto. A armadura longitudinal pode ser considerada ou não na resistência e na rigidez do pilar misto.

i) o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da NBR 6118.

R.1.4 Flambagem local dos elementos de aço

R.1.4.1 As resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para evitar a flambagem local, não podem ser ultrapassadas as relações largura/espessura dadas a seguir (figura R.1):

a) seções tubulares circulares preenchidas com concreto: $D/t \le 0{,}10\,E/f_y$

b) seções tubulares retangulares preenchidas com concreto: $b_i / t \leq 1{,}76 \sqrt{E/f_y}$

c) seções I ou H parcialmente revestidas com concreto: $b_f / t_f \leq 1{,}4 \sqrt{E/f_y}$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_y é a resistência ao escoamento do aço;

D é o diâmetro externo da seção tubular circular;

b_i é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular;

b_f é a largura total da mesa da seção I ou H;

t é a espessura da parede da seção tubular;

t_f é a espessura da mesa da seção I ou H.

R.1.4.2 Com os cobrimentos exigidos na alínea f) de R.1.3, não é necessária a verificação de flambagem local para as seções totalmente revestidas com concreto.

R.2 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e o concreto

R.2.1 Fora das regiões de introdução de carga

R.2.1.1 A distribuição de tensões de cisalhamento na interface do aço com o concreto pode ser determinada com base nas propriedades elásticas da seção não fissurada, levando-se em conta os efeitos da seqüência de construção e da deformação lenta. Caso as tensões de cálculo assim obtidas excedam as resistências de cálculo τ_{Rd} dadas a seguir, correspondentes ao atrito e à aderência, devem ser usados conectores de cisalhamento para o excesso:

- para seções I ou H totalmente revestidas com concreto: 0,3 MPa;
- para seções tubulares preenchidas com concreto: 0,4 MPa;
- para mesas de seções I ou H parcialmente revestidas com concreto: 0,2 MPa;
- para almas de seções I ou H parcialmente revestidas com concreto: zero.

No caso de seções I ou H parcialmente revestidas com concreto, fletidas em relação ao eixo y (figura R.1-b), despreza-se a resistência correspondente ao atrito e à aderência, devendo ser usados conectores de cisalhamento.

R.2.1.2 Quando os conectores necessários são instalados na alma de uma seção I ou H parcialmente ou totalmente revestida com concreto, a expansão lateral do concreto comprimido pelos conectores é contida pelas mesas do perfil (figura R.2), resultando em forças de atrito que se somam à resistência do conector. Esta resistência adicional, por linha de conectores, pode ser tomada igual a $\mu q_{Rd} / 2$ em cada mesa, sendo μ o coeficiente de atrito e q_{Rd} a resistência de cálculo de um conector, determinada de acordo com o anexo Q. O coeficiente μ pode ser

considerado igual a 0,5 ou 0,55 para mesas com espessura não inferior a 10 mm ou 15 mm, respectivamente. A utilização desta resistência adicional só é permitida se a distância entre as faces internas das mesas não for superior a 300 mm, 400 mm ou 600 mm, para os casos de um, dois ou três conectores por linha, respectivamente (figura R.2).

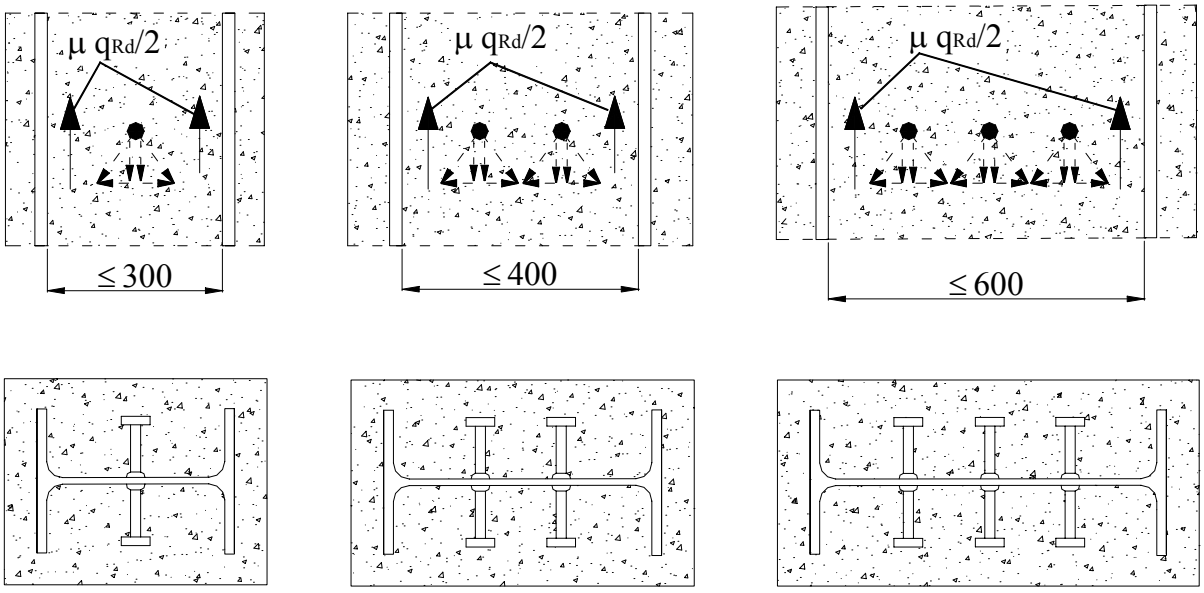


Figura R.2 - Resistência adicional de conectores

R.2.2 Regiões de introdução de ações

R.2.2.1 Generalidades

Forças e momentos aplicados por barras ou placas ligadas às extremidades de um pilar misto, ou entre tais extremidades, devem ser distribuídos entre o aço e o concreto levando-se em conta a resistência individual de cada material e a resistência a cisalhamento na interface dos dois materiais. Deve-se prever um caminho definido da ação de forma a evitar um nível de escorregamento que invalidaria as hipóteses de cálculo.

R.2.2.2 Introdução de ações

R.2.2.2.1 Devem ser previstos conectores de cisalhamento nas regiões de introdução de ação e nas regiões de mudança de seção, quando as resistências de cálculo à tensão de cisalhamento τ_{Rd}, dadas em R.2.1, forem excedidas. As tensões de cisalhamento devem ser determinadas a partir da variação dos esforços solicitantes dentro do comprimento de introdução de carga, com base na teoria plástica. Se as ações forem introduzidas somente na seção de concreto, os valores resultantes de uma análise elástica considerando-se deformação lenta e retração devem ser levados em conta. O comprimento de introdução de ação deve ser tomado igual ou inferior a duas vezes a menor dimensão da seção transversal do pilar misto.

R.2.2.2.2 Não é necessário prever conectores no caso de introdução de ação por chapas de extremidade, se a interface completa entre a seção de concreto e a chapa de extremidade ficar permanentemente em compressão, levando-se em conta a deformação lenta e a retração. Caso isto não ocorra, é necessário verificar a introdução de ação, conforme R.2.2.2.3 a R.2.2.2.9.

R.2.2.2.3 Se as ações forem introduzidas somente na seção de aço ou na seção de concreto, devem ser previstos conectores de cisalhamento na região de introdução. Para pinos com cabeça soldados nas almas das seções I ou H, aplica-se a resistência adicional por linha de conectores, igual a $\mu q_{Rd} / 2$ em cada mesa, conforme R.2.1.

R.2.2.2.4 Para seções parcialmente carregadas, como na figura R.3-a, as ações podem ser propagadas por meio de uma inclinação de 1:2,5 através da espessura da chapa de extremidade. A tensão de cálculo no concreto, na área carregada após a propagação, não pode ultrapassar a resistência de cálculo $\sigma_{c,Rd}$ dada em R.2.2.2.6 para seções tubulares circulares e, para os demais casos, a resistência de cálculo à pressão de contato sobre apoios de concreto dada em 6.6.5.

R.2.2.2.5 Para seções tubulares circulares preenchidas com concreto, o efeito do confinamento pode ser considerado na introdução de ação, conforme R.3.2, utilizando-se os valores de η_1 e η_2 para $\lambda_{rel} = 0$.

R.2.2.2.6 Se uma seção tubular circular preenchida com concreto for carregada apenas parcialmente, por exemplo por chapas de "gusset" através do perfil de aço ou por enrijecedores, como mostrado na figura R.3, a resistência local do concreto $\sigma_{c,Rd}$ sob a chapa de "gusset" ou sob o enrijecedor, correspondente aos esforços solicitantes da seção de concreto, é dada por:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd}\left(1+\frac{f_{c0}}{f_{ck}}\right)\sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \le \frac{A_c f_{cd}}{A_1}$$

Onde:

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão, igual a $0{,}85\, f_{ck} / 1{,}4$;

f_{c0} é a resistência de referência, igual a 30 MPa;

A_c é a área da seção transversal de concreto do pilar;

A_1 é a área carregada sob a chapa de "gusset" ou sob o enrijecedor.

Se $\frac{A_c}{A_1}$ exceder 25, toma-se $\frac{A_c}{A_1}$ igual a 25.

R.2.2.2.7 Para seções tubulares circulares preenchidas com concreto, a armadura longitudinal pode ser levada em conta mesmo quando ela não estiver em contato direto com as chapas de extremidade, se a distância livre entre a armadura e a chapa não exceder 25 mm (figura R.3-a).

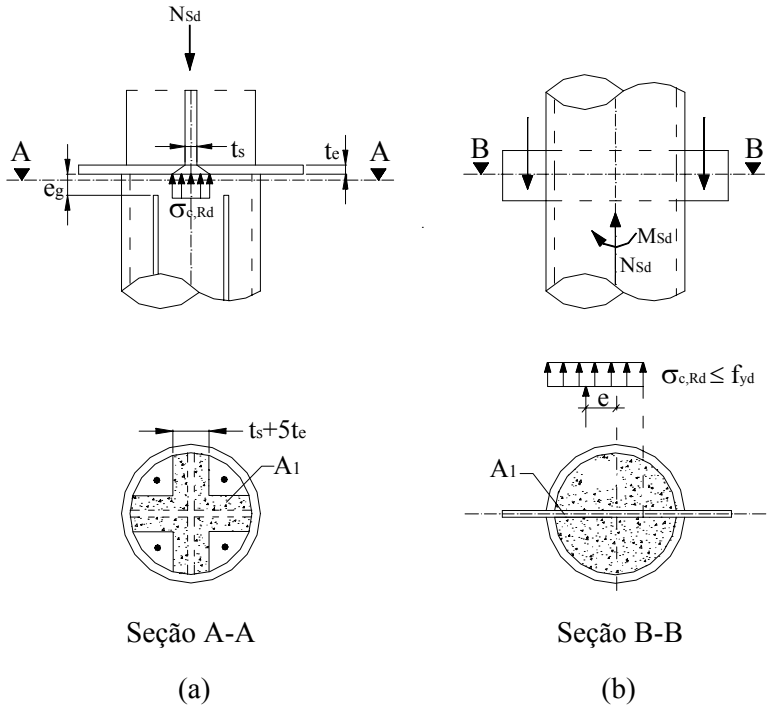


Figura R.3 - Seção tubular circular preenchida com concreto parcialmente carregada

R.2.2.2.8 No caso de seções I ou H parcialmente revestidas com concreto (figura R.1-b), o concreto deve ser contido por armadura transversal e um caminho claro de transmissão de carga entre aço e concreto deve ser estabelecido. A armadura transversal deve ser ancorada no perfil de aço, através de furos, soldando-se as barras na alma ou por meio de conectores.

R.2.2.2.9 No caso de seções I ou H totalmente revestidas com concreto, quando a ação for introduzida só no aço ou só no concreto, a armadura transversal deve ser projetada para o cisalhamento longitudinal que resulta da transmissão de força normal (N_{c1} na figura R.4) das partes de concreto diretamente ligadas ao perfil de aço por conectores para as partes de concreto sem esta ligação direta (como as partes de concreto hachuradas na seção transversal na figura R.4). O cálculo da armadura transversal deve ser baseado em um modelo de treliça, assumindo-se um ângulo de 45º entre as diagonais comprimidas de concreto e o eixo da barra.

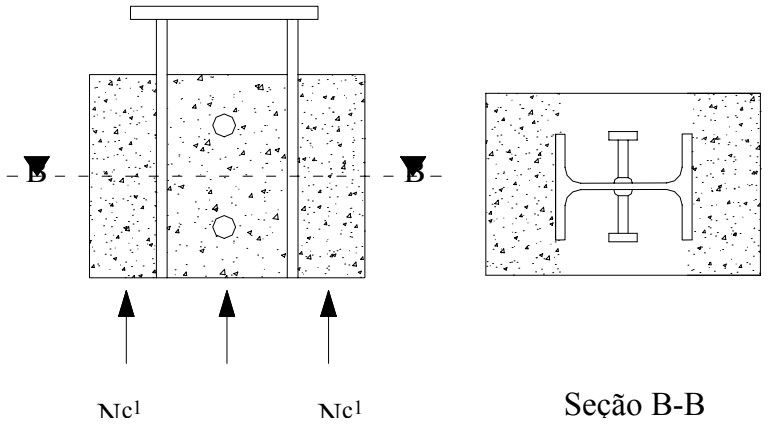


Figura R.4. Áreas de concreto ligadas e não ligadas diretamente ao perfil

R.3 Resistência das seções transversais de barras comprimidas

R.3.1 Seções total e parcialmente revestidas tubulares retangulares preenchidas com concreto

A força normal resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total, $N_{Rd,p\ell}$, é dada pela soma das resistências de cálculo de seus componentes, conforme segue:

$$N_{Rd,p\ell} = \frac{f_y\, A_a}{\gamma_a} + \frac{\alpha\, f_{ck}\, A_c}{\gamma_c} + \frac{f_{ys}\, A_s}{\gamma_s}$$

Onde:

A_a é a área da seção transversal do perfil de aço;

A_s é a área da seção transversal da armadura longitudinal;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

f_y é a resistência ao escoamento do aço do perfil;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

γ_a é o coeficiente de ponderação da resistência do aço do perfil, igual a 1,10;

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura, igual a 1,15;

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,40;

α é um coeficiente, relacionado ao efeito Rüsch, igual a 1,0 para seções tubulares retangulares preenchidas com concreto e 0,85 para seções total ou parcialmente revestidas com concreto.

R.3.2 Seções tubulares circulares preenchidas com concreto

R.3.2.1 A força normal resistente de cálculo à plastificação total da seção transversal do perfil tubular circular preenchido com concreto, para $e \le D/10$ e $\lambda_{rel} \le 0{,}5$, é dada por:

$$N_{Rd,p\ell} = \eta_2 \frac{f_y\, A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck}\, A_c}{\gamma_c}\left[1 + \eta_1 \left(\frac{t}{D}\right)\frac{f_y}{f_{ck}}\right] + \frac{f_{ys}\, A_s}{\gamma_s}$$

Onde:

t é a espessura da parede do tubo de aço;

$\eta_1 = \eta_{10}\,(1 - 10\,e/D)$

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20})\, 10\, e/D$$

$$\eta_{10} = 4{,}9 - 18{,}5\,\lambda_{rel} + 17\,\lambda_{rel}^2 \geq 0$$

$$\eta_{20} = 0{,}25\,(3 + 2\,\lambda_{rel}) \leq 1{,}0$$

D é o diâmetro externo da seção tubular circular;

e é a excentricidade do carregamento, igual a:

$$e = \frac{M_{Sd,máx}}{N_{Sd}}$$

λ_{rel} é a esbeltez relativa, dada em R.4.2;

$M_{Sd,máx}$ é máximo momento fletor solicitante de cálculo na barra, determinado por meio da análise de primeira ordem;

N_{sd} é a força normal solicitante de cálculo na barra, considerada nesta Norma constante ao longo da barra.

R.3.2.2 Quando a esbeltez relativa λ_{rel} exceder 0,5 ou a excentricidade exceder $D/10$, deve-se considerar $\eta_1 = 0$ e $\eta_2 = 1{,}0$.

R.4 Resistência de pilares submetidos à compressão axial

R.4.1 A força normal resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos a instabilidade por flexão é dada por:

$$N_{Rd} = \chi\, N_{Rd,p\ell}$$

Onde:

$N_{Rd,p\ell}$ é a resistência da seção transversal calculada de acordo com as subseções R.3.1 ou R.3.2;

χ é o fator de redução fornecido por esta Norma, em 5.3.4, em função da esbeltez relativa λ_{rel} e da curva de flambagem adequada, devendo-se tomar:

- curva a para seções tubulares preenchidas com concreto;

- curva b para seções I total ou parcialmente revestidas com concreto, com instabilidade em torno do eixo de maior resistência do perfil de aço;

- curva c para seções I total ou parcialmente revestidas com concreto, com instabilidade em torno do eixo de menor resistência do perfil de aço.

R.4.2 A esbeltez relativa λ_{rel} para o plano de flexão considerado é dada por:

$$\lambda_{rel} = \sqrt{\frac{N_{R,p\ell}}{N_e}}$$

Onde:

$N_{R,p\ell}$ é o valor de $N_{Rd,p\ell}$ quando os coeficientes de ponderação da resistência γ_a, γ_s e γ_c nas expressões apresentadas em R.3.1 e R.3.2 são tomados iguais a 1,00;

N_e é a força normal de flambagem elástica, dada por:

$$N_e = \frac{\pi^2 (E I)_e}{(KL)^2}$$

KL é o comprimento de flambagem do pilar, determinado de acordo com esta Norma.

R.4.3 A rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista, $(EI)_e$, é determinada como a seguir (inclusive para análise estrutural):

$$(E I)_e = E_a I_a + 0{,}8 \frac{E_c I_c}{1{,}35} + E_s I_s$$

Onde:

I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

I_s é o momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto;

I_c é o momento de inércia da seção transversal do concreto;

E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura, igual a 205000 MPa;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, conforme 4.5.3.

R.4.4 Os efeitos de retração e deformação lenta do concreto devem ser levados em conta na rigidez efetiva à flexão da seção transversal, quando:

- a esbeltez relativa λ_{rel} no plano de flexão (ou de instabilidade) considerado, calculada sem os efeitos de retração e deformação lenta, exceder os limites dados na tabela R.1 e, adicionalmente,

- $e / d < 2$ (notar que esta condição sempre acontece para compressão axial).

Onde:

e é a excentricidade do carregamento, definida em R.3.2.1;

d é a altura da seção mista no plano de flexão considerado.

Tabela R.1 - Valores limites de λ_{rel} para desprezar retração e deformação lenta do concreto.

	Estruturas indeslocáveis	Estruturas deslocáveis
Seções total ou parcialmente revestidas com concreto	0,8	0,5
Seções tubulares preenchidas com concreto [1)]	$\frac{0,8}{(1-\delta)}$	$\frac{0,5}{(1-\delta)}$

[1)] δ é o fator de contribuição do aço, dado por:

$$\delta = \frac{f_y A_a}{\gamma_a N_{Rd,p\ell}}$$

onde as grandezas que aparecem nesta equação são dadas em R.3

R.4.5 Os efeitos de retração e deformação lenta do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do concreto, tomando-se, no lugar de E_c, o valor de E'_c dado por:

$$E'_c = E_c\left[1-0,5\left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}}\right)\right]$$

Onde:

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo;

$N_{Sd,G}$ é a parcela desta força normal solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente.

R.5 Resistência de pilares submetidos à flexo-compressão

R.5.1 A presente subseção é aplicável a pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força normal de compressão e momento fletor em torno de um ou de ambos os eixos de simetria da seção transversal. A seção transversal deve ter seus elementos componentes atendendo aos requisitos apresentados em R.1.3 e R.1.4.

R.5.2 As forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção mista podem ser assumidas como atuando apenas no perfil de aço. Neste caso, as resistências de cálculo devem ser determinadas conforme 5.4.3.

R.5.3 A verificação dos efeitos da força normal de compressão e dos momentos fletores deve ser feita conforme 5.5.1, com as seguintes considerações:

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo;

$M_{Sd,x}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em torno do eixo x da seção considerada;

$M_{Sd,y}$ é o momento fletor solicitante de cálculo em torno do eixo y da seção considerada;

N_{Rd} é a força normal de compressão resistente de cálculo, de acordo com R.4;

$M_{Rd,x}$ é o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo x da seção mista, determinado pela distribuição plástica das tensões conforme R.5.4 (igual a $M_{Rd,p\ell,x}$);

$M_{Rd,y}$ é o momento fletor resistente de cálculo em torno do eixo y da seção mista, determinado pela distribuição plástica das tensões conforme R.5.4 (igual a $M_{Rd,p\ell,y}$);

R.5.4 O momento fletor resistente de plastificação de cálculo, $M_{Rd,p\ell}$, em torno do eixo x ou do eixo y (respectivamente, $M_{Rd,p\ell,x}$ e $M_{Rd,p\ell,y}$) de seções mistas duplamente simétricas pode ser calculado por:

$$M_{Rd,p\ell} = f_{yd}(Z_{pa} - Z_{pan}) + 0{,}5 f_{cd}(Z_{pc} - Z_{pcn}) + f_{sd}(Z_{ps} - Z_{psn})$$

Onde:

$$f_{yd} = f_y / \gamma_a$$

$$f_{sd} = f_{ys} / \gamma_s$$

$$f_{cd} = \alpha f_{ck} / \gamma_c$$

α é um coeficiente, relacionado ao efeito Rüsch, igual a 1,0 para seções preenchidas com concreto e 0,85 para os demais casos;

Z_{pa} é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_{ps} é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

Z_{pc} é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não fissurado;

Z_{pan}, Z_{pcn} e Z_{psn} são módulos de resistência plásticos definidos nas subseções R.5.5 e R.5.6;

Demais grandezas conforme R.3.1.

R.5.5 Para seções I ou H revestidas com concreto, tem-se:

$$Z_{ps} = \sum_{i=1}^{n} A_{si} e_i$$

onde e_i são as distâncias dos eixos das barras da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção.

a) eixo x (figura R.5):

$$Z_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps}$$

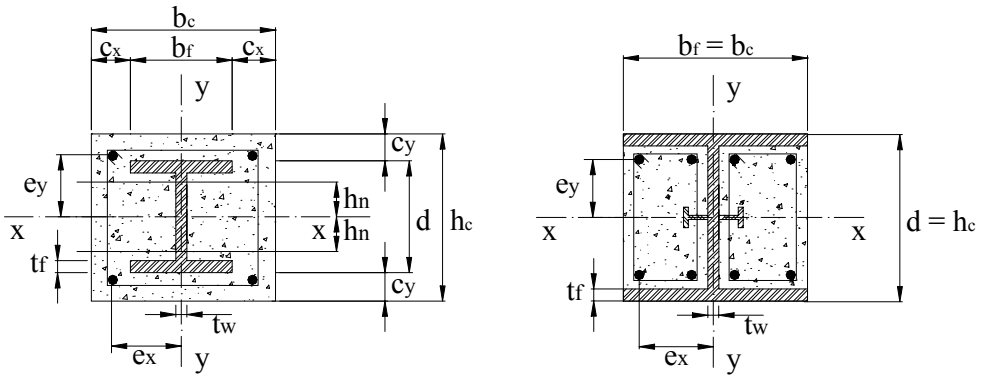


Figura R.5 - Seção I ou H revestida com concreto fletida em torno do eixo x

a.1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n \leq d/2 - t_f$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$Z_{pan} = t_w h_n^2$$

$$Z_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni} e_{yi}$$

$$Z_{pcn} = b_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn}$$

Onde:

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

A_{sni} são as áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

e_{yi} são as distâncias dos eixos das barras da armadura ao eixo x.

a.2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($d/2 - t_f \leq h_n \leq d/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2b_f (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$Z_{pan} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4}$$

Z_{psn} e Z_{pcn} como em a.1).

a.3) linha neutra plástica fora do perfil de aço ($d/2 \le h_n \le h_c/2$) - só para figura R.5-a:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd}}$$

$$Z_{pan} = Z_{pa}$$

Z_{psn} e Z_{pcn} como em a.1).

b) eixo y (figura R.6):

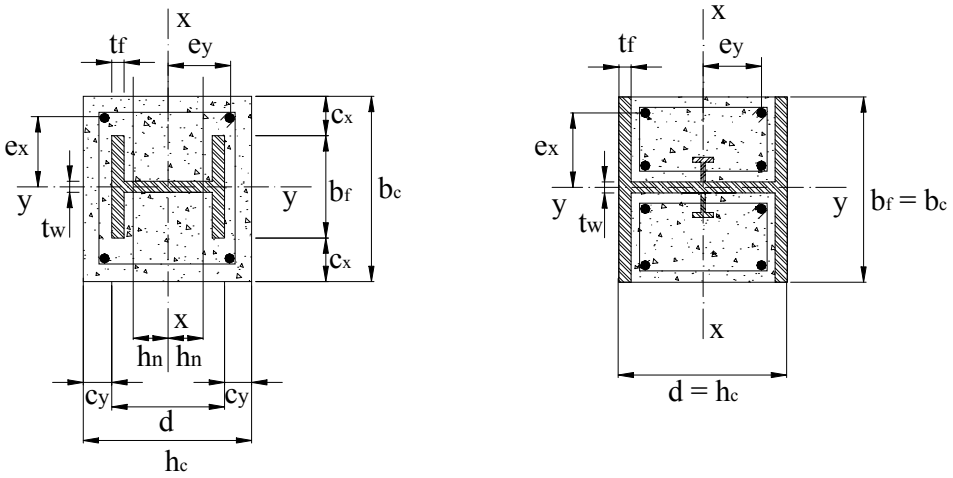


Figura R.6 - Seção I ou H revestida com concreto fletida em torno do eixo y

$$Z_{pc} = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_{pa} - Z_{ps}$$

b.1) linha neutra plástica na alma do perfil de aço ($h_n < t_w/2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2d(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$Z_{pan} = dh_n^2$$

$$Z_{psn} = \sum_{i=1}^{n} A_{sni} e_{xi}$$

$$Z_{pcn} = h_c h_n^2 - Z_{pan} - Z_{psn}$$

Onde:

A_{sn} é a soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2\,h_n$;

A_{sni} são as áreas das barras da armadura na região de altura $2\,h_n$;

e_{xi} são as distâncias dos eixos das barras da armadura ao eixo y.

b.2) linha neutra plástica na mesa do perfil de aço ($t_w / 2 < h_n < b_f / 2$):

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - d)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$Z_{pan} = 2t_f h_n^2 + \frac{(d - 2t_f)t_w^2}{4}$$

Z_{psn} e Z_{pcn} como em b.1).

b.3) linha neutra fora do perfil de aço ($b_f / 2 < h_n < b_c / 2$) - só para figura R.6-a:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) - A_a(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd}}$$

$$Z_{pan} = Z_{pa}$$

Z_{psn} e Z_{pcn} como em b.1).

R.5.6 Para seções tubulares retangulares ou circulares preenchidas com concreto, tem-se:

a) seção tubular retangular (figura R.7):

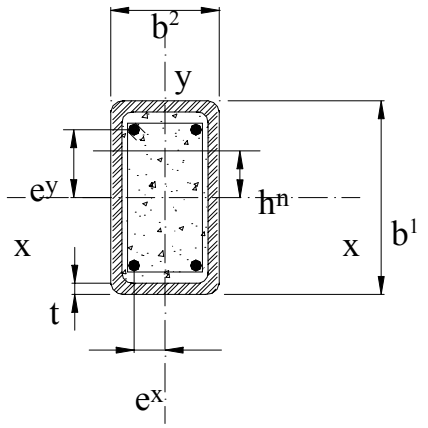


Figura R.7 - Seção tubular retangular preenchida com concreto

a.1) eixo x:

$$Z_{pc} = \frac{(b_2 - 2t)(b_1 - 2t)^2}{4} - \frac{2}{3} r^3 - r^2 (4 - \pi)\left(\frac{b_1}{2} - t - r\right) - Z_{ps}$$

Z_{ps} como em R.5.5

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2 b_2 f_{cd} + 4 t (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$Z_{pcn} = (b_2 - 2t) h_n^2 - Z_{psn}$$

$$Z_{pan} = b_2 h_n^2 - Z_{pcn} - Z_{psn}$$

Z_{psn} como em R.5.5-a.1)

a.2) eixo y:

Devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo x, permutando-se entre si as dimensões d e b, bem como os índices subscritos x e y; Z_{psn} fica como em R.5.6-b.1).

b) seção tubular circular (figura R.8):

Podem ser utilizadas as equações relativas às seções tubulares retangulares, com boa aproximação, substituindo-se b_1 e b_2 por D e r por ($D / 2 - t$).

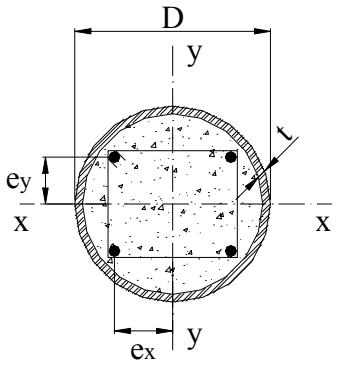


Figura R.8 – Seção tubular circular preenchida com concreto

Anexo S (normativo)
Lajes mistas aço-concreto

S.1 Generalidades

S.1.1 Aplicabilidade

Este anexo trata do projeto e do dimensionamento de lajes mistas aço-concreto, apoiadas na direção perpendicular às nervuras. Aplica-se às situações onde as ações atuantes são consideradas predominantemente estáticas, inclusive em edifícios industriais cujos pisos podem ser submetidos a ações móveis. Aplica-se ainda às situações em que as ações atuam repetitiva ou abruptamente, produzindo efeitos dinâmicos, desde que se assegure que o comportamento misto aço-concreto não fique comprometido durante a vida útil da edificação.

S.1.2 Comportamento

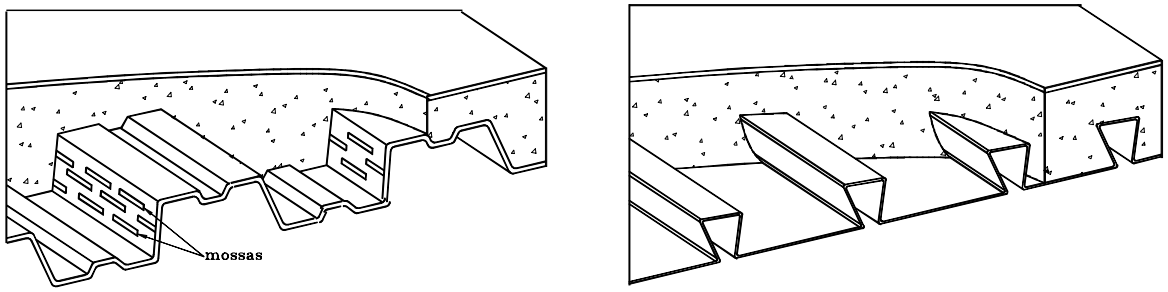
S.1.2.1 Para efeito deste anexo, laje mista aço-concreto, também chamada de laje com fôrma de aço incorporada, é aquela em que, antes da cura do concreto, a fôrma de aço suporta as ações permanentes e a sobrecarga de construção e, após a cura, o concreto passa a atuar estruturalmente em conjunto com a fôrma de aço. Esta fôrma, por sua vez, passa a funcionar como parte ou como toda a armadura de tração da laje.

S.1.2.2 Denomina-se comportamento misto aço-concreto àquele que passa a ocorrer após a fôrma de aço e o concreto terem-se combinado para formar um único elemento estrutural. A fôrma de aço deve ser capaz de transmitir o cisalhamento longitudinal na interface aço-concreto. A aderência natural entre o aço e o concreto não é considerada efetiva para o comportamento misto, o qual deve ser garantido por (figura S.1):

- ligação mecânica por meio de mossas nas fôrmas de aço trapezoidais;

- ligação por meio do atrito devido ao confinamento do concreto nas fôrmas de aço reentrantes.

S.1.2.3 Outros meios para garantir o comportamento misto, além dos descritos em S.1.2.2, podem ser usados, mas estão fora do escopo desta Norma.



a) Fôrma trapezoidal b) Fôrma reentrante

Figura S.1 - Lajes mistas aço-concreto

S.2 Verificação da fôrma de aço antes da cura do concreto

S.2.1 Estados limites últimos

S.2.1.1 A verificação da fôrma de aço antes da cura do concreto aos estados limites últimos aplicáveis deverá ser feita de acordo com a NBR 14762.

S.2.1.2 Na verificação da fôrma de aço, deve ser utilizada análise elástica. Quando a fôrma for calculada como contínua, mesmo que ocorra flambagem local em partes comprimidas da seção, os esforços solicitantes poderão ser determinados sem consideração de variação de rigidez.

S.2.2 Estado limite de utilização

O deslocamento máximo da fôrma de aço sob seu peso próprio e o peso do concreto fresco (excluindo-se a sobrecarga de construção) não deve exceder $L_F / 180$ ou 20 mm, o que for menor, onde L_F é o vão teórico da fôrma na direção das nervuras. As propriedades geométricas da seção transversal deverão ser determinadas de acordo com a NBR 14762.

S.3 Verificação da laje após a cura do concreto

S.3.1 Estados limites últimos

A resistência de cálculo das lajes com fôrma de aço incorporada deve ser tal que suporte as solicitações de cálculo descritas em S.3.1.1, S.3.1.2, S.3.1.3 e S.3.1.4.

S.3.1.1 Momento fletor

S.3.1.1.1 Na determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo, a fôrma de aço deverá resistir aos esforços de tração em conjunto com a armadura adicional, caso exista, colocada na face inferior da laje. Na determinação do momento fletor negativo resistente de cálculo sobre os apoios em lajes contínuas, a contribuição da fôrma de aço aos esforços de compressão poderá ser levada em conta somente se for contínua.

S.3.1.1.2 O momento fletor positivo resistente de cálculo deverá ser calculado pelas seguintes expressões, para linha neutra acima e abaixo da face superior da fôrma de aço, respectivamente (ver figuras S.2 e S.3):

$$M_{Rd} = N_{pa} (d_F - 0{,}5a)$$

$$M_{Rd} = N_{cf}\, y + M_{pr}$$

Onde:

$$N_{pa} = A_F \frac{f_{yF}}{\gamma_F}$$

d_F é a distância da face superior da laje ao centro de gravidade da área efetiva da fôrma;

a é a espessura do bloco de compressão do concreto, dada por:

$$a = \frac{N_{pa}}{0{,}85 f_{cd} b}$$

A_F e f_{yF} é área efetiva da fôrma (correspondente a 1000 mm de largura) e a resistência ao escoamento do aço da fôrma, respectivamente;

γ_F é o coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento do aço da fôrma, igual a 1,15;

b é a largura considerada da laje, tomada como 1000 mm;

$$y = h_t - 0{,}5 h_c - e_p + (e_p - e)\frac{N_{cf}}{N_{pa}}$$

M_{pr} é o momento de plastificação da fôrma de aço, reduzido pela presença da força normal, dado por:

$$M_{pr} = 1{,}25 M_{pa}\left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}}\right) \leq M_{pa}$$

M_{pa} é o momento de plastificação da fôrma de aço, considerando a seção efetiva (usualmente fornecida pelo fabricante) dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,10;

$$N_{cf} = h_c b (0{,}85 f_{cd})$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1{,}4}$$

h_c é a altura da laje de concreto acima da fôrma de aço;

h_t é a altura total da laje, incluindo a fôrma e o concreto;

e é a distância do centro de gravidade da área efetiva da fôrma à sua face inferior;

e_p é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da fôrma à sua face inferior;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão.

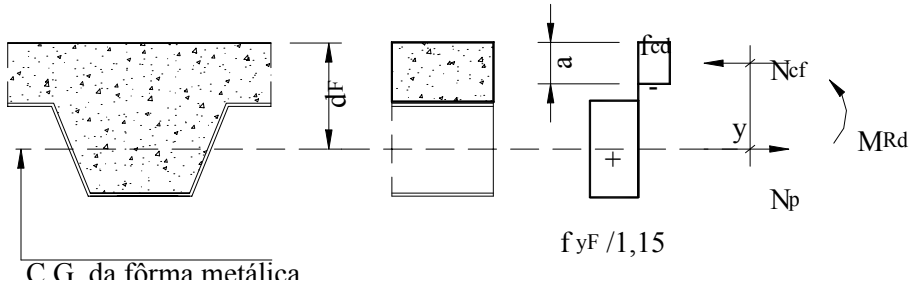


Figura S.2 - Tensões para momento positivo – linha neutra acima da fôrma de aço

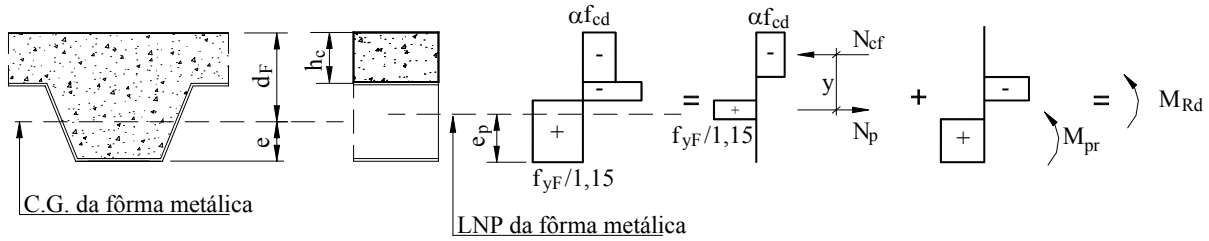


Figura S.3 - Tensões para momento positivo - linha neutra na fôrma de aço

S.3.1.1.3 Na determinação das propriedades da seção efetiva da fôrma, a presença favorável do concreto, dificultando a flambagem local, pode ser levada em conta, alterando-se os limites de classificação da seção. Desta forma, a largura efetiva não deve ser superior a:

$$\frac{d}{t_F} \le \frac{26{,}49\sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} \qquad \text{quando } \alpha \ge 0{,}5$$

$$\frac{d}{t_F} \le \frac{2{,}40\sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} \qquad \text{quando } \alpha < 0{,}5$$

Onde:

E é o módulo de elasticidade do aço;

f_{yF} é a resistência ao escoamento do aço da fôrma

d é a largura da alma (dimensão plana do elemento sem incluir dobras);

α é a relação entre a parte comprimida e a largura total do elemento;

t_F é a espessura da fôrma de aço.

S.3.1.2 Cisalhamento longitudinal

S.3.1.2.1 A força cortante longitudinal resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, $V_{Rd,\ell}$, em newton, relativa a 1000 mm de largura, poderá ser calculada pelo método semi-empírico (m-k), usando-se a expressão a seguir:

$$V_{Rd,\ell} = \frac{b\, d_F [(m\, A_F / b\, L_s) + k]}{\gamma_{s\ell}}$$

Onde:

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro de gravidade da área efetiva da fôrma (figura S.4), em milímetro;

b é a largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

L_s é o vão de cisalhamento, em milímetro, conforme S.3.1.2.2;

m e k são constantes empíricas obtidas por meio de ensaios realizados conforme as prescrições do ENV 1994-1-1, em newton por milímetro quadrado, ou conforme outra norma ou especificação estrangeira, fazendo-se as adaptações necessárias para adequá-las à expressão acima;

A_F é a área efetiva da forma (correspondente a 1000 mm de largura);

$\gamma_{s\ell}$ é o coeficiente de ponderação da resistência, igual a 1,25 ou igual à especificada na norma ou especificação estrangeira utilizada nos ensaios, não podendo, entretanto, ser inferior a 1,25.

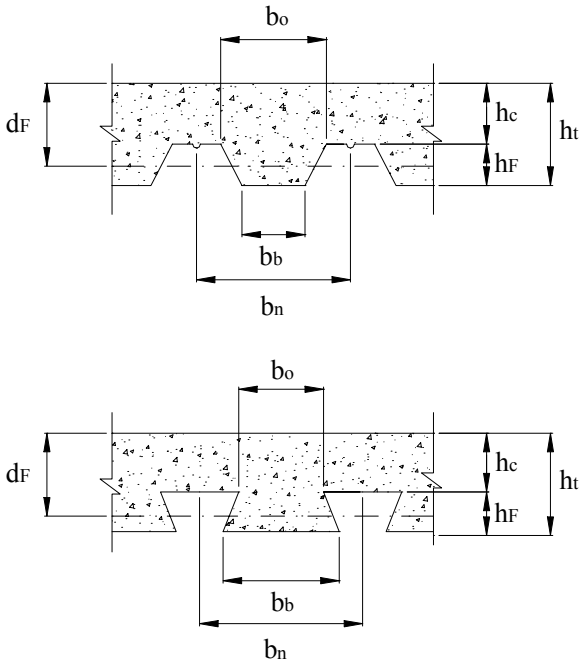


Figura S.4 - Dimensões da fôrma de aço e da laje de concreto

S.3.1.2.2 O vão de cisalhamento L_F deverá ser tomado como:

- $L_F / 4$ para cargas uniformemente distribuídas, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras;

- a distância entre uma carga aplicada e o apoio mais próximo para duas cargas concentradas simétricas;

- a relação entre o máximo momento e a maior reação de apoio, para outras condições de carregamento, incluindo combinação de carga distribuída ou cargas concentradas assimétricas (pode-se também efetuar uma avaliação com base em resultados de ensaios).

S.3.1.2.3 Quando a laje mista for projetada como contínua, é permitido o uso de um vão simplesmente apoiado equivalente para determinação da resistência. O comprimento deste vão

deve ser tomado como 0,8 vezes o vão real para vãos internos e 0,9 vezes para vãos de extremidade.

S.3.1.2.4 Outros métodos para se calcular a resistência ao cisalhamento longitudinal poderão ser utilizados, como por exemplo o método da interação parcial dado pelo ENV 1994-1-1. A resistência ao cisalhamento longitudinal poderá ainda ser aumentada pela presença de conectores de cisalhamento nas vigas de apoio das lajes ou por outros meios que restrinjam o movimento relativo entre a fôrma de aço e o concreto, conforme prescrição do ENV 1994-1-1, ou conforme outra norma ou especificação estrangeira.

S.3.1.3 Cisalhamento vertical

A força cortante vertical resistente de cálculo de lajes com fôrma de aço incorporada, $V_{Rd,v}$, em newton, relativa a 1000 mm de largura, deverá ser determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd,v} = \frac{1000\, b_o\, d_F\, \tau_{Rk}\, k_v\, (1{,}2 + 40\eta)}{\gamma_c\, b_n}$$

Com

$$\eta = \frac{A_F}{b_o\, d_F} \leq 0{,}02$$

e

$$k_v = \left(1{,}6 - \frac{d_F}{1000}\right) \geq 1$$

Onde:

b_o é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais ou largura mínima das nervuras para formas reentrantes, em milímetro (figura S.4);

b_n é a largura entre duas nervuras consecutivas, em milímetro (figura S.4);

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,40;

τ_{Rk} é a tensão de cisalhamento resistente característica, de acordo com a tabela S.1.

Tabela S.1 – Valores de τ_{Rk} em função de f_{ck}

f_{ck} (MPa)	τ_{Rk} (MPa)
20	0,375
25	0,450
30	0,500
35	0,550
40	0,625

S.3.1.4 Punção

A força cortante resistente de cálculo à punção provocada por uma carga concentrada, $V_{Rd,p}$, em newton, poderá ser determinada pela seguinte expressão (figura S.5):

$$V_{Rd,p} = \frac{u_{cr}\, h_c\, \tau_{Rk}\, k_v\, (1{,}2 + 40\eta)}{\gamma_c}$$

Onde:

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto, igual a 1,40;

d_F é a distância da face superior da laje de concreto ao centro de gravidade da área efetiva da fôrma, em milímetro;

u_{cr} é o perímetro crítico em milímetro, conforme a figura S.5;

h_c é a distância definida na figura S.5, em milímetro;

A_F é a área da seção transversal da fôrma de aço, calculada com largura igual a b_o, em milímetro quadrado;

η, k_v, e τ_{Rk} dados em S.3.1.3.

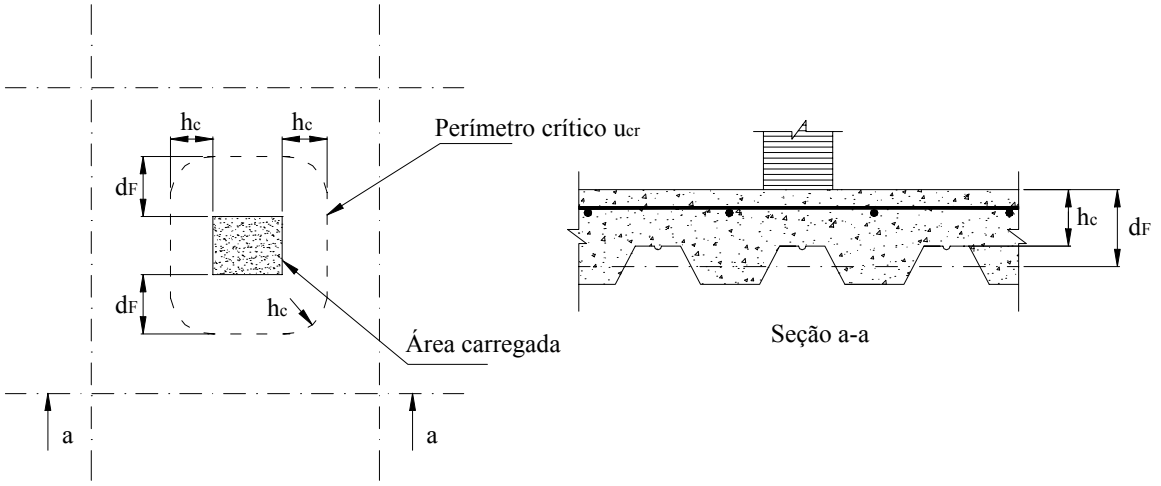


Figura S.5 - Perímetro crítico para punção

S.3.2 Estado limite de utilização

S.3.2.1 Fissuração do concreto

O estado limite de fissuração do concreto em regiões de momento negativo de lajes contínuas deverá ser verificado de acordo com a NBR 6118. Para lajes calculadas como simplesmente apoiadas, deve-se colocar armadura para combater os efeitos de retração e temperatura com área não menor que 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma. Esta armadura deverá ser colocada preferencialmente a 20 mm abaixo do topo da laje. Atenção especial deve ser dada à possibilidade de fissuração da laje nos locais onde possa haver tendência de continuidade dos

elementos estruturais, como por exemplo, nas ligações de vigas secundárias com vigas principais e em torno de pilares.

S.3.2.2 Deslocamento vertical

O deslocamento vertical de lajes com fôrma de aço incorporada não poderá ser maior que $L_F/350$, considerando apenas o efeito da sobrecarga, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

S.4 Ações a serem consideradas

S.4.1 Antes da cura do concreto

S.4.1.1 As seguintes ações devem ser levadas em conta na determinação da resistência da fôrma de aço antes da cura do concreto:

- pesos próprios do concreto fresco, da fôrma de aço e da armadura;

- sobrecarga de construção;

- efeito de empoçamento, caso a deformação ultrapasse o valor dado em S.4.1.4.

S.4.1.2 A determinação dos esforços solicitantes deverá levar em conta a seqüência de concretagem.

S.4.1.3 A sobrecarga de construção deverá ser tomada como o mais nocivo dos seguintes valores:

- carga uniformemente distribuída de no mínimo 1,0 kN/m^2;

- carga linear de 2,2 kN/m perpendicular à direção do vão, na posição mais desfavorável, somente para verificação do momento fletor.

S.4.1.4 Se o deslocamento no centro do vão da fôrma, calculado com o seu peso próprio somado ao do concreto fresco, ultrapassar o valor de $L_F / 250$, onde L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras, o efeito de empoçamento deverá ser levado em conta, considerando-se um acréscimo na espessura nominal do concreto de 70% do valor do deslocamento.

S.4.2 Após a cura do concreto

Para os estados limites últimos de lajes com fôrma de aço incorporada deve-se considerar que todo o carregamento é sustentado pelo sistema misto aço-concreto.

S.4.3 Combinações de ações

As combinações de ações deverão ser feitas de acordo com esta Norma (subseção 4.7), considerando-se a combinação de ações durante a construção para o dimensionamento da fôrma de aço antes da cura do concreto.

S.5 Disposições construtivas

As seguintes disposições construtivas precisam ser obedecidas:

a) a espessura de concreto sobre a fôrma deverá ser de no mínimo 50 mm;

b) a dimensão do agregado graúdo não deverá exceder os seguintes valores:

- $0{,}40\,h_c$, onde h_c é a espessura do concreto acima do topo da fôrma de aço (figura S.2);

- $b_o / 3$, onde b_o é a largura média das nervuras para fôrmas trapezoidais e a largura mínima das nervuras para fôrmas reentrantes (figura S.2);

- 31,5 mm.

c) a armadura adicional necessária para a resistência da laje ao momento positivo e a armadura necessária para o momento negativo deverão obedecer às prescrições da NBR 6118;

d) o comprimento mínimo de apoio deverá ser o necessário para evitar que se atinjam os estados limites correspondentes, tais como enrugamento da alma da fôrma de aço ou esmagamento do apoio; entretanto não poderá ser inferior a 75 mm para apoio em aço ou concreto e 100 mm para apoio em outros materiais. Nas extremidades da fôrma estes valores poderão ser reduzidos para 50 mm e 70 mm, respectivamente.

S.6 Verificação da laje para cargas concentradas ou lineares

S.6.1 Distribuição

S.6.1.1 Quando cargas concentradas ou lineares paralelas às nervuras da fôrma de aço forem suportadas pela laje, pode-se considerá-las como distribuídas em uma largura b_m, medida imediatamente acima do topo da fôrma, de acordo com a figura S.6, dada por:

$$b_m = b_p + 2\,(h_c + h_r)$$

Onde:

b_p é a largura da carga concentrada perpendicular ao vão da laje;

h_c é a altura da laje de concreto acima da fôrma de aço;

h_r é a altura do revestimento da laje, se houver.

S.6.1.2 Para cargas lineares perpendiculares às nervuras, a mesma fórmula de S.6.1.1 poderá ser utilizada desde que a largura b_p seja tomada como o comprimento da carga linear.

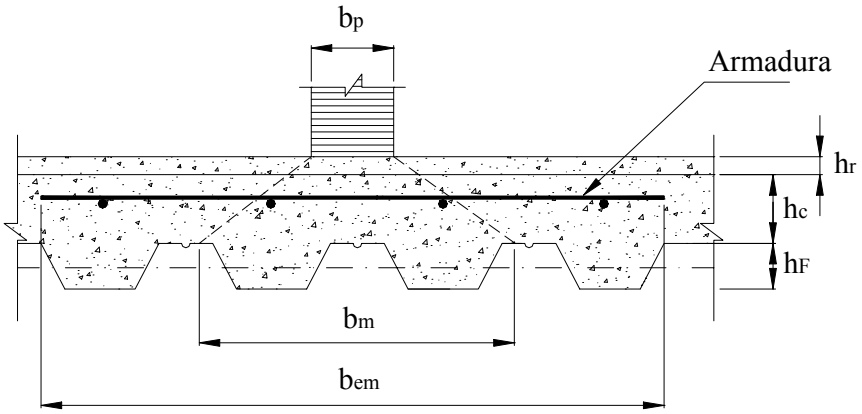


Figura S.6 - Distribuição das cargas concentradas ou lineares

S.6.2 Largura efetiva

S.6.2.1 Para determinação da resistência, deve-se considerar uma largura efetiva que não supere os seguintes valores:

a) para momento fletor e cisalhamento longitudinal:

- nos casos de vãos simples e tramos extremos de lajes contínuas:

$$b_{em} = b_m + 2\,L_p\left(1-\frac{L_p}{L_F}\right)$$

- no caso de tramos internos de lajes continuas:

$$b_{em} = b_m + 1{,}33\,L_p\left(1-\frac{L_p}{L_F}\right)$$

b) para cisalhamento vertical:

$$b_{ev} = b_m + L_p\left(1-\frac{L_p}{L_F}\right)$$

Onde:

L_p é a distância do centro da carga ao apoio mais próximo;

L_F é o vão teórico da laje na direção das nervuras.

S.6.2.2 Não poderão ser considerados valores para b_{em} e b_{ev} superiores a $2700[h_c/(h_F+h_c)]$, em milímetro, onde h_F é a altura da fôrma de aço e h_c é a altura da laje de concreto acima da fôrma (figura S.6). Este limite não se aplica para cargas lineares perpendiculares às nervuras e para qualquer situação quando a armadura de distribuição for igual ou superior a 0,2% da área de concreto acima da fôrma de aço.

S.6.3 Armadura de distribuição

S.6.3.1 Para se assegurar a distribuição das cargas concentradas ou lineares deve-se colocar armadura transversal de distribuição em toda a largura efetiva considerada, devidamente ancorada conforme prescrições da NBR 6118. Esta armadura poderá ser calculada para o momento transversal dado por (ver figura S.7):

$$M_{Rd,d} = \frac{P\,(b_{em} \text{ ou } b_{ev})}{15\,w}$$

Com

$$w = \frac{L_F}{2} + b_1 \leq L_F$$

Onde:

P é a carga concentrada;

b_l é a largura da carga concentrada na direção paralela ao vão da laje;

L_F, b_{em} e b_{ev} são dados em S.6.2.

S.6.3.2 Para carga linear paralela ao vão pode-se adotar o mesmo processo descrito em S.6.3.1, tomando-se para P o valor da carga no comprimento b_l ou L_F, o que for menor.

S.6.3.3 Na ausência de armadura de distribuição, a largura efetiva deverá ser tomada como b_m, exceto no caso de carga linear perpendicular ao vão, onde pode-se adotar somente a armadura nominal de 0,1% da área de concreto acima da face superior da fôrma, conforme S.3.2.1.

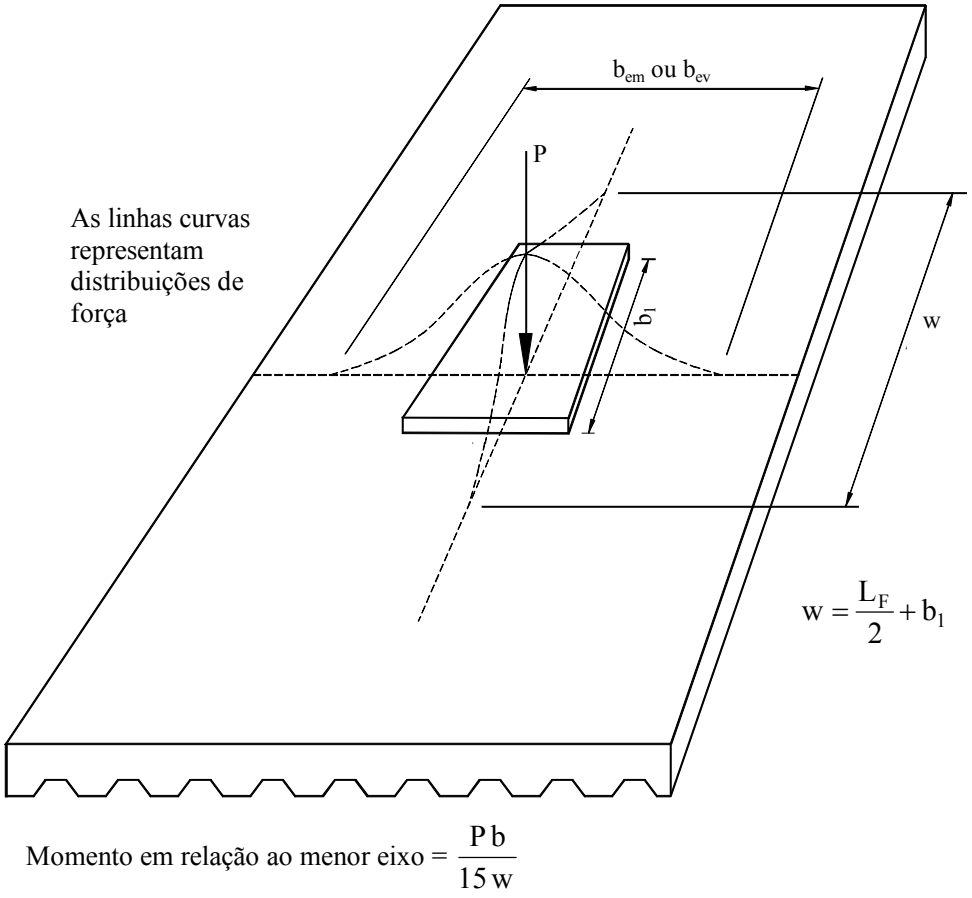


Figura S.7 - Armadura de distribuição

S.7 Aços utilizados para fôrma e revestimento

S.7.1 As fôrmas de aço deverão ser fabricadas com chapas de aço estrutural, que atende aos requisitos da NBR 14762.

S.7.2 Uma galvanização, com massa total de 260 g/m^2 de zinco, considerando-se ambas as faces, normalmente é suficiente em ambientes internos não agressivos. Em outros ambientes, pode-se aumentar adequadamente a massa de zinco ou usar, adicionalmente à galvanização, pintura apropriada para manter a integridade da fôrma.

S.7.3 Proteções diferentes das citadas em S.7.2 não podem ser usadas, a menos que seja demonstrado por ensaios apropriados, que a integridade da fôrma será mantida pelo período de tempo desejado.

/ANEXO T

Anexo T (normativo)
Ligações mistas aço-concreto

T.1 Generalidades

T.1.1 Uma ligação é denominada mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga mista para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente (quando o apoio das duas vigas mistas for um pilar, este pode participar da distribuição de momentos no nó). Quando o momento na viga for negativo, a armadura da laje é tracionada, e quando for positivo, a laje é comprimida (por exemplo devido ao efeito do vento em pórticos).

T.1.2 Normalmente uma ligação mista é usada em vigas mistas contínuas e semicontínuas. Nas vigas mistas contínuas a ligação deve assegurar continuidade total do componente metálico e da laje de concreto nos apoios. Nas vigas mistas semicontínuas, a ligação mista é obtida a partir de uma ligação metálica flexível ou semi-rígida, aumentando substancialmente sua rigidez e sua resistência a momento.

T.1.3 Neste anexo somente serão abordadas ligações mistas de vigas mistas semicontínuas sujeitas a momento negativo, em sistemas indeslocáveis. Além disso, todos os procedimentos apresentados são válidos exclusivamente para as ligações mostradas nas figuras T.1 a T.3, sendo que, em todas elas, o elemento de apoio pode ser um pilar ou uma viga.

T.1.4 De maneira geral, uma ligação mista tem grande rigidez inicial; não tem, todavia, a mesma resistência à flexão da viga mista suportada por ela, sendo, portanto, uma ligação de resistência parcial. Ligações de resistência parcial devem ter capacidade de rotação suficiente para não sofrerem colapso antes que a viga atinja uma determinada situação caracterizada como estado limite último (por exemplo, formação de rótulas plásticas nas ligações mistas e desenvolvimento de momento próximo ao de plastificação total no vão da viga mista).

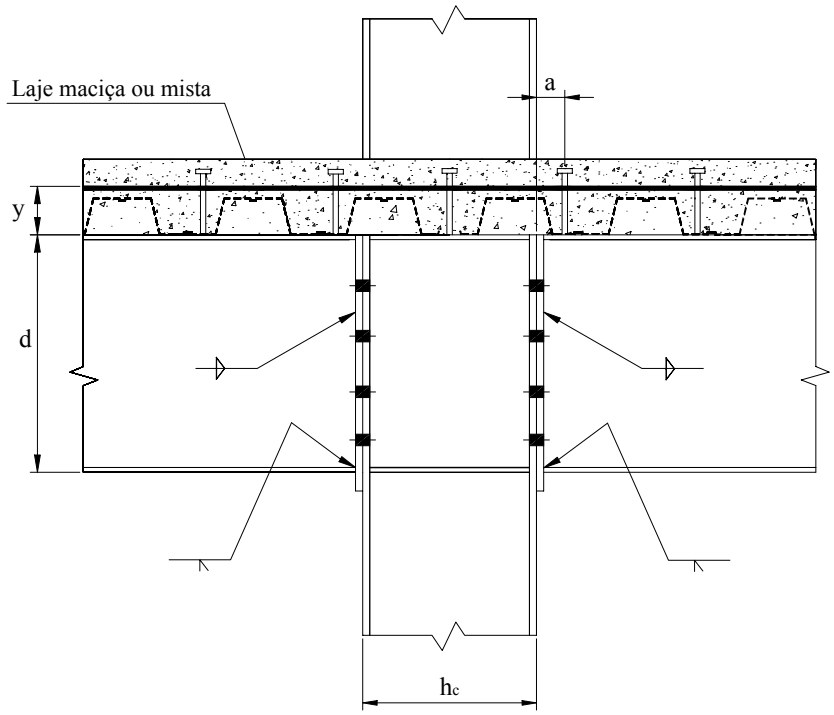


Figura T.1 - Ligação mista com chapa de extremidade com altura total

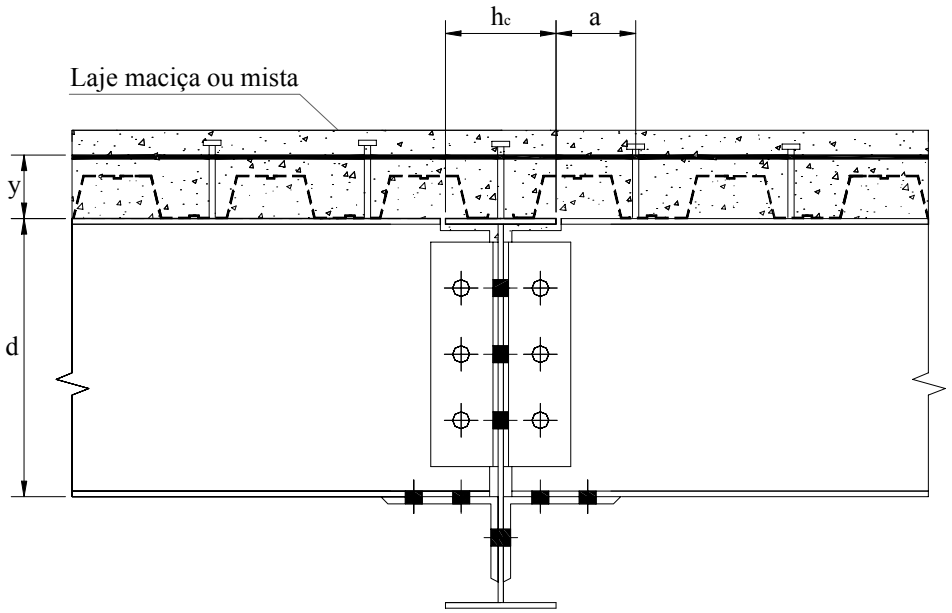


Figura T.2 - Ligação mista com cantoneiras parafusadas na alma (duas por viga) e na mesa inferior da viga apoiada

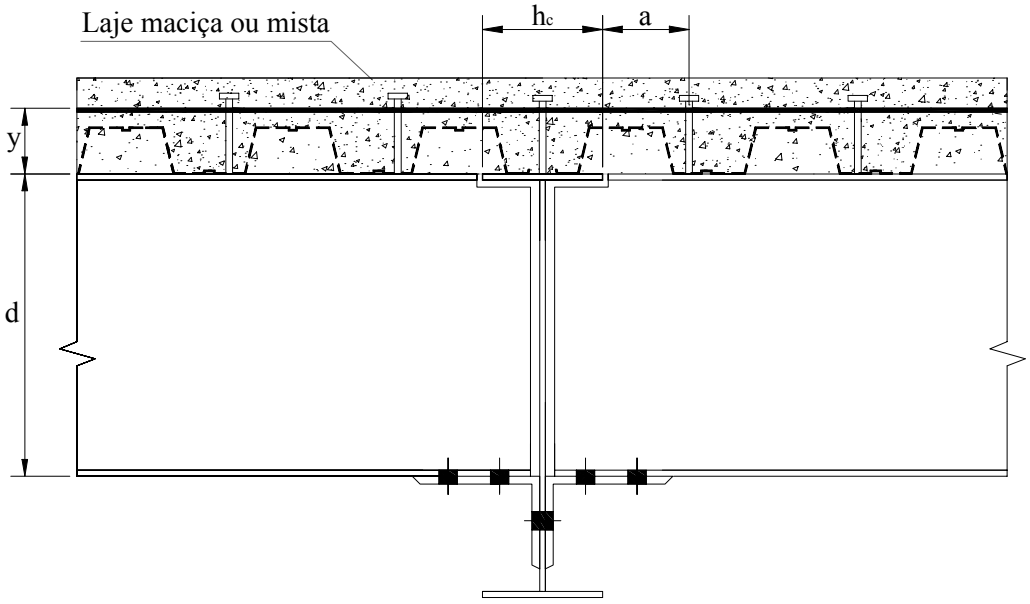


Figura T.3 - Ligação mista com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada

T.2 Comportamento dos Componentes das Ligações Mistas

T.2.1 Componentes

Os componentes de uma ligação mista podem ser divididos em três grupos: a armadura da laje de concreto, os conectores de cisalhamento e a ligação metálica (do perfil de aço). No caso da armadura, apenas as barras situadas na largura efetiva da laje de concreto na região de momento negativo, dada em T.2.2, participam da ligação mista.

T.2.2 Largura efetiva

A largura efetiva é determinada como em Q.2.2.2 (anexo Q) para os trechos de momento negativo. Além de respeitar a largura efetiva, quando o apoio for um pilar, deve-se também dispor as barras da armadura de forma que seu centro de gravidade, de cada lado da linha de centro das vigas mistas adjacentes, fique a uma distância de $0{,}7\,b_c$ a $2{,}5\,b_c$ desta linha de centro, sendo b_c a largura do pilar na direção transversal às barras.

T.2.3 Comportamento das barras da armadura tracionada

T.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelas barras da armadura da laje de concreto é dada por:

$$k_s = \frac{P}{\delta} = \frac{A_{s\ell}\, E_s}{a + \frac{h_c}{2}}$$

Onde:

$A_{s\ell}$ é a área da seção transversal da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da mesa de concreto;

h_c é a largura do elemento de apoio, paralelamente à armadura (figuras T.1 a T.3); devendo ser igual ou inferior a 300 mm;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

a é a distância da face do elemento de apoio até o primeiro conector de cisalhamento (figuras T.1 a T.3); devendo ser igual ou inferior a 100 mm.

T.2.3.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo das barras da armadura relaciona-se com o escoamento das mesmas e é dada por:

$$P_{sRd} = \frac{f_{ys}\, A_{s\ell}}{\gamma_s}$$

Onde:

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura, igual a 1,15;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura.

T.2.3.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação das barras da armadura, que devem ser de aço CA-50 com diâmetro mínimo de 12,5 mm, é dada por:

$$\Delta_{us} = L\,\varepsilon_{smu}$$

Onde:

L é o comprimento de referência para levar em conta o efeito do concreto que envolve a armadura, igual a:

$$L = \frac{h_c}{2} + a' \leq 250\,\text{mm}$$

ε_{smu} é a deformação da armadura envolvida pelo concreto, correspondente ao limite de resistência (figura T.4), igual a:

$$\varepsilon_{smu} = \varepsilon_{sy} - \beta_t\,\Delta\varepsilon_{sr} + \delta_o\left(1 - \frac{\sigma_{sr\ell}}{f_{ys}}\right)\left(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}\right)$$

Com:

a' é o menor valor entre $\begin{cases} a, \text{ dado em T.2.3.1} \\ L_t \end{cases}$

L_t é comprimento de introdução da força no concreto, a partir da fissura, dado por:

$$L_t = \frac{\alpha_c\,\phi}{7{,}2\,\rho}$$, onde ϕ é o diâmetro das barras da armadura

h_c é dado em T.2.3.1;

β_t é igual a 0,4 para ações de curta duração;

δ_o é igual a 0,8 para barras de alta ductilidade com saliências ou mossas;

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{f_{ctm}\,\alpha_c}{\rho E_s}$$

$$\sigma_{sr\ell} = \frac{f_{ctm}\,\alpha_c}{\rho}\left(1 + \frac{\rho E_s}{E_c}\right)$$

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração, dada por:

$f_{ctm} = 0{,}3\left(f_{ck}\right)^{2/3}\ \xi$, ($f_{ctm}$ e f_{ck} em megapascal);

$$\xi = 0{,}3 + 0{,}7\left(\frac{\gamma_c}{24}\right)$$

γ_c é o peso específico do concreto, em quilonewton por metro cúbico, não devendo ser tomado maior que 24 kN/m^3;

$$\alpha_c = \frac{1}{\left[1 + \frac{h_c}{2\,y_o}\right]}$$

t_c é a espessura da laje, excluídas regiões dentro de formas metálicas;

y_o é a distância vertical entre os centros de gravidade da mesa de concreto (de espessura t_c) e da seção mista transformada (sem armadura) na região de momento negativo, ambas não-fissuradas;

$$\rho = \frac{A_{s\ell}}{A_c}$$

A_c é a área da mesa de concreto, descontando-se a área da armadura longitudinal;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto, conforme 4.5.3;

ε_{sy} e ε_{su} são as deformações correspondentes à resistência ao escoamento e à resistência à ruptura da armadura isolada, respectivamente.

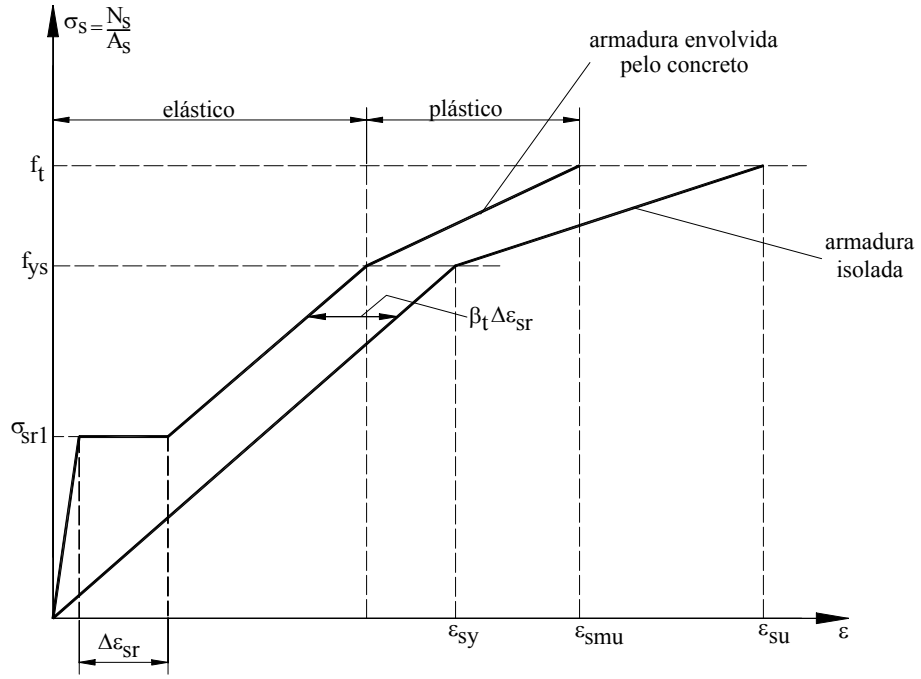


Figura T.4 - Diagrama dos comportamentos idealizados tensão-deformação da armadura isolada e da armadura envolvida pelo concreto

T.2.4 Comportamento dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo

T.2.4.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial proporcionada pelos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é dada por:

$$k_{cs} = \frac{P}{\delta} = \frac{n\,k'}{\alpha}$$

Onde:

n é o número de conectores na região de momento negativo (entre a seção de momento máximo negativo e a de momento nulo);

k' é igual a 120 kN/mm para conectores com diâmetro de 22 mm, em lajes maciças, e igual a 100 kN/mm para conectores com diâmetro de 19 mm, em lajes maciças ou em lajes com fôrma de aço incorporada para as quais C_{red} calculado pelas expressões dadas em Q.4.3.1.2 (anexo Q), sem a limitação de 0,75, não for inferior a 1,00;

$$\alpha = \nu - \frac{(\nu - 1)(d + y)}{d_s(\xi + 1)}$$

$$\xi = \frac{I_a}{d_s^2 A_{s\ell}}$$

$$\nu = \sqrt{\frac{(\xi + 1) n\, k' L_1 d_s^2}{E\, I_a}}$$

d, y são grandezas geométricas, mostradas nas figuras T.1 a T.3;

L_1 é o comprimento da viga adjacente ao nó, na região de momento negativo, podendo ser tomado como 15% do vão;

d_s é a distância do centro de gravidade do perfil metálico ao centro de gravidade da armadura;

I_a é o momento de inércia da seção transversal do perfil de aço.

T.2.4.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo deve ser igual ou superior à da armadura, logo:

$$P_{cRd} = n\, q_{Rd} \geq F_{sd}^{(B)} = \frac{A_{s\ell}\, f_{ys}}{\gamma_s}$$

Onde:

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência do aço da armadura, igual a 1,15;

q_{Rd} é a resistência de cálculo de um conector conforme Q.4.3 (anexo Q).

T.2.4.3 Capacidade de deformação

A capacidade de deformação dos conectores de cisalhamento na região de momento negativo é dada por:

$$s^{(B)} = 2 s^{(A)} \frac{F_s^{(B)}}{F_s^{(A)}}$$

Onde:

$s^{(A)} = \frac{0{,}7 q_{Rk}}{k'}$ sendo q_{Rk} é a resistência característica de um conector, igual a $1{,}25\, q_{Rd}$;

$F_s^{(A)} = k_{cs}\, s^{(A)}$

$F_s^{(B)} = A_{s\ell} f_{ys}$

T.2.5 Comportamento das partes metálicas da ligação mista

T.2.5.1 Ligação da alma da viga apoiada

Nesta Norma permite-se desprezar a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, nos casos das figuras T.1 e T.2, considerando-se esta ligação apenas para a transmissão da força cortante. Para esta simplificação é necessário que as espessuras das cantoneiras da alma na figura T.2 e da chapa de extremidade na figura T.1 não superem 0,4 vezes o diâmetro dos parafusos e que a posição da LNP dada pela equação de y_{LNP} de T.3.3 respeite a limitação dada na figura T.5 para a ligação da figura T.2.

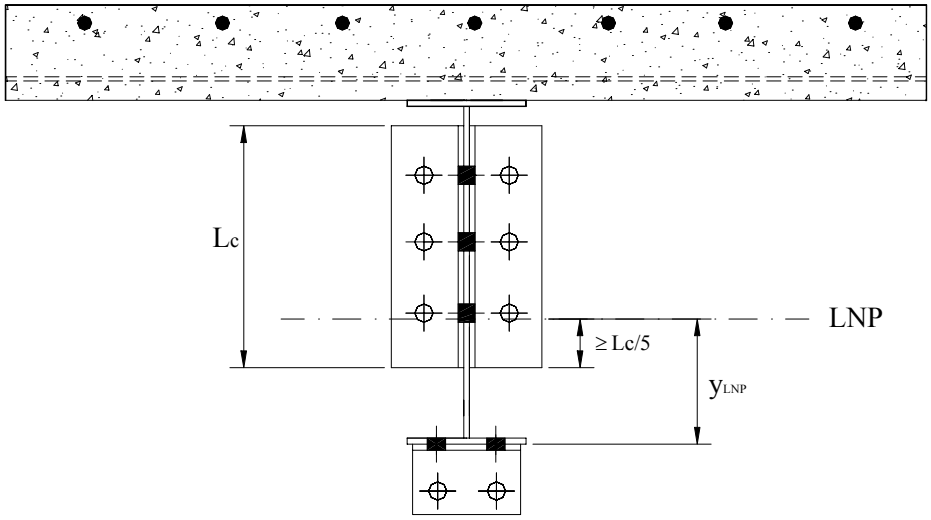


Figura T.5 - Limitação da posição da LNP para a ligação da figura T.2

Caso se deseje levar em conta a contribuição da ligação da alma da viga apoiada para a rigidez e a resistência a momento da ligação mista, deve-se utilizar norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada, e superpor os efeitos de momento e força cortante nesta ligação. Neste caso, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, deve ser verificada a alma do pilar para as solicitações introduzidas pelas cantoneiras ou pelas chapas de extremidade na região da ligação das almas das vigas apoiadas.

Quanto à capacidade de rotação, considera-se que, atendidas as limitações dadas nesta subseção, as ligações da alma não reduzem a capacidade de rotação da ligação mista completa.

T.2.5.2 Ligação da mesa inferior da viga apoiada

T.2.5.2.1 Enrijecedores da alma do pilar

Na rigidez, na resistência e na capacidade de deformação dadas em T.2.5.2.2 e T.2.5.2.3, quando as ligações são feitas com as mesas de um pilar, considera-se que haja um par de enrijecedores na alma do pilar, como mostrado na figura T.1, com área superior ou igual à da mesa inferior da viga apoiada (nas figuras T.2 e T.3, caso as ligações fossem com as mesas de um pilar, deveria haver o par de enrijecedores com a área citada, no mesmo nível da aba horizontal da cantoneira). Caso se deseje não usar tais enrijecedores, deve-se alterar a rigidez, a resistência e a capacidade de deformação da ligação da mesa inferior com base em norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada.

T.2.5.2.2 Ligação mista com chapa de extremidade com altura total (figura T.1)

T.2.5.2.2.1 Rigidez inicial

Considera-se que a rigidez inicial da ligação da mesa inferior com solda de penetração total, ou com filete duplo de resistência pelo menos 20% superior à da mesa ao escoamento, seja infinita:

$$k_i = \infty$$

T.2.5.2.2.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo é baseada na resistência ao escoamento da mesa inferior (com a solda atendendo a T.2.5.2.2.1), com um acréscimo de 20% devido à participação da alma:

$$P_{iRd} = \frac{1{,}2\, f_y\, A_{fi}}{\gamma_a}$$

Onde:

γ_a é o coeficiente de ponderação da resistência do aço, igual a 1,10;

A_{fi} é a área da mesa inferior;

f_y é a resistência ao escoamento do aço da viga apoiada.

T.2.5.2.2.3 Capacidade de deformação

Considera-se que a capacidade de deformação da ligação (com a solda atendendo a T.2.5.2.2.1) seja nula:

$$\Delta_{ui} = 0$$

T.2.5.2.3 Ligações com cantoneiras parafusadas na alma e na mesa inferior ou apenas com cantoneira parafusada na mesa inferior da viga apoiada (figuras T.2 e T.3)

T.2.5.2.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação parafusada da mesa inferior, considerando-se que a folga entre os parafusos e os furos tenha desaparecido na fase de montagem e concretagem, sem escoramento, é dada por:

$$k_i = \frac{n}{\left(\frac{1}{k_{p1}} + \frac{1}{k_{p2}} + \frac{1}{k_b} \right)}$$

Onde:

n é o número de linhas de parafusos na aba horizontal da cantoneira, transversais à direção da força de compressão na mesa inferior da viga apoiada, com 2 parafusos por linha;

$$k_{p1} = 24 k_s k_{t1} d_b f_{u1}$$

$$k_{p2} = 24 k_s k_{t2} d_b f_{u2}$$

$$k_b = \frac{16 f_{ub} {d_b}^2}{d_m}$$

$k_s = \left(\frac{S}{4 d_b} + 0{,}375 \right) \leq 1{,}25$ (parâmetro associado ao rasgamento entre furos; não existe rasgamento entre furo e borda em juntas comprimidas);

$$k_{t1} = \frac{1{,}5\, t_{p1}}{d_m} \leq 2{,}5$$

$$k_{t2} = \frac{1{,}5\, t_{p2}}{d_m} \leq 2{,}5$$

d_b é o diâmetro dos parafusos;

f_{u1}, f_{u2} são as resistências à ruptura dos aços estruturais da cantoneira e da mesa inferior da viga, respectivamente;

f_{ub} é a resistência à ruptura do aço dos parafusos à tração;

d_m é um diâmetro de referência, tomado igual a 16 mm;

S é o espaçamento entre parafusos na direção da força;

t_{p1}, t_{p2} são as espessuras da cantoneira e da mesa inferior da viga, respectivamente.

T.2.5.2.3.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo da ligação parafusada é dada por:

$$P_{iRd} = n\, P_{dub} \leq \frac{1{,}2\, f_y\, A_{fi}}{\gamma_a}$$

Onde:

γ_a é o coeficiente de ponderação da resistência do aço, igual a 1,10;

P_{dub} é a resistência de cálculo de um parafuso, levando em conta o cisalhamento do parafuso e a pressão de contato nos furos, conforme 6.3.3.3 e 6.3.3.4, respectivamente;

f_y e A_{fi} são a resistência ao escoamento e a área da seção da mesa inferior, respectivamente.

Na ligação apenas com cantoneiras na mesa inferior (figura T.3), a ligação desta mesa é responsável também pela transmissão da força cortante, cujo efeito deve ser superposto ao da

força de compressão; neste caso deve-se também verificar a necessidade de usar enrijecedores transversais na seção extrema da viga apoiada.

T.2.5.2.3.3 Capacidade de deformação

O limite para o deslocamento horizontal da extremidade da mesa inferior da viga é tomado igual a 4 mm:

$$\Delta_{ui} = 4\,\text{mm}$$

T.3 Propriedades Fundamentais da Ligação Mista Completa

T.3.1 Rigidez inicial

A rigidez inicial da ligação, C, definida como a relação entre o momento solicitante e a rotação da ligação, é dada pela expressão seguinte, desprezando-se a contribuição da ligação da alma e admitindo-se que as extremidades da viga e da laje sofram a mesma rotação θ, apesar do escorregamento (figura T.6):

$$C = \frac{M}{\theta} = \frac{(d+y)^2}{\frac{1}{k_s} + \frac{1}{k_{cs}} + \frac{1}{k_i}}$$

Onde:

d e y são a altura do perfil de aço e a distância do topo do perfil ao centro da armadura, respectivamente, conforme figuras T.1 a T.3;

k_s é a rigidez inicial das barras da armadura, determinada conforme T.2.3.1;

k_{cs} é a rigidez inicial dos conectores, determinada conforme T.2.4.1;

k_i é a rigidez inicial da ligação inferior dada em T.2.5.2.2 ou T.2.5.2.3, o que for aplicável.

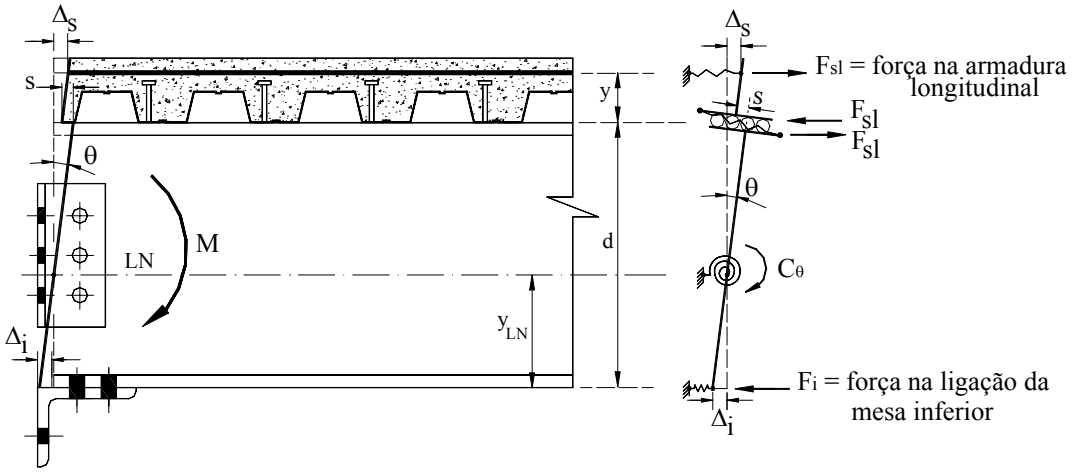


Figura T.6. Modelo para a rigidez do conjunto da ligação mista

T.3.2 Momento fletor resistente

O momento fletor resistente da ligação mista dado a seguir é baseado nas seguintes condições:

a) os conectores na região de momento negativo e os elementos envolvidos na ligação da mesa inferior devem ter resistências de cálculo superiores às das barras de armadura;

b) a solda inferior de composição do perfil deve ter resistência de cálculo a cisalhamento igual ou superior à da alma;

c) o perfil metálico tem seção transversal com:

- relação entre largura e espessura da mesa inferior não superior a $0{,}38\sqrt{E/f_y}$;

- relação entre duas vezes a altura da parte comprimida da alma e a espessura deste elemento não superior a $3{,}76\sqrt{E/f_y}$, com posição da linha neutra plástica determinada para a seção mista sujeita a momento negativo;

d) a resistência a momento fletor não é reduzida pela resistência à flambagem por distorção da viga mista junto à ligação, cuja resistência deve ser determinada conforme Q.2.5.2 (anexo Q);

e) a força normal na viga apoiada é desprezível.

Atendidas tais condições:

- o momento fletor resistente característico é:

$$M^{-}_{Rk} = f_{ys}\, A_{s\ell}\, (d + y)$$

- o momento fletor resistente de cálculo é:

$$M^{-}_{Rd} = \frac{M^{-}_{Rk}}{\gamma_s}$$

Onde:

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência da armadura igual a 1,15.

f_{ys} é a resistência ao escoamento da armadura;

$A_{s\ell}$ é a área da armadura longitudinal dentro da largura efetiva da laje de concreto.

T.3.3 Capacidade de rotação

A capacidade de rotação da ligação é determinada atribuindo-se aos deslocamentos dos componentes seus valores limites:

$$\theta_u = \frac{(\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)})}{(d + y)}$$

com Δ_{us}, Δ_{ui}, e $s^{(B)}$ e determinados conforme T.2.3.3, T.2.5.2.2.3 ou T.2.5.2.3.3 (conforme o caso abordado) e T.2.4.3, respectivamente;

A posição da linha neutra plástica, a partir da face inferior da viga, é obtida pela equação:

$$y_{LNP} = \frac{(d + y)\,\Delta_{ui}}{(\Delta_{us} + \Delta_{ui} + s^{(B)})}$$

T.4 Capacidade de rotação necessária

A resistência última da ligação mista é menor que o momento plástico negativo da viga mista; sendo assim, a própria ligação tem que garantir a rotação necessária para o desenvolvimento do máximo momento positivo da viga (próximo do momento plástico), quando se faz análise plástica. A capacidade de rotação disponível foi dada em T.3.3 e pode ser aumentada em 10% para construção não escorada.

A tabela T.1, obtida a partir das curvaturas nos regimes elástico e elasto-plástico, apresenta as rotações necessárias em miliradianos para construções não escoradas, considerando o coeficiente β_{vm} para determinação do momento fletor positivo resistente de cálculo M_{Rd}, igual a 0,95 (ver Q.2.3.1.1 no anexo Q), aços estruturais com resistências ao escoamento, f_y, de 350 MPa e 275 MPa , três tipos de carregamento e diferentes relações entre vão e altura da seção mista. Para que a tabela seja aplicável é necessário que:

- a resistência característica da ligação ao momento fletor seja igual ou superior a 30% de $M_{p\ell}$, onde $M_{p\ell}$ é o momento positivo de plastificação da viga mista, calculado conforme Q.2.3 (anexo Q) tomando o coeficiente β_{vm} e os coeficientes de resistência parciais do concreto do perfil de aço e dos conectores de cisalhamento, iguais a 1,00.

- cada tramo da viga tenha ligações mistas em ambas as extremidades ou tenha uma extremidade perfeitamente rotulada e outra com ligação mista.

Tabela T.1- Capacidade de rotação necessária (mrad)

L/D	f_y = 350 MPa		f_y = 275 MPa	
	UDL e 1 PL	2PL	UDL e 1 PL	2PL
15	28,7	42,7	28,0	39,2
20	46,2	64,4	37,8	51,8
25	57,4	80,0	46,2	63,0
30	67,2	95,0	53,9	74,2

Na tabela T.1:

L/D é a relação entre o comprimento do tramo e a altura total da viga mista;

UDL significa carga uniformemente distribuída;

1PL significa uma carga concentrada no centro da viga;

2PL significa duas cargas concentradas nos terços do vão da viga.

A tabela T.1 pode ser usada para outras situações, fazendo-se os seguintes ajustes:

- para aços estruturais com resistência ao escoamento, f_y, entre 275 MPa e 350 MPa, pode-se interpolar linearmente na tabela (não são previstos aços com resistência ao escoamento maior que 345 MPa); para aços com $f_y = 250$ MPa, podem ser usados, do lado da segurança, os valores indicados para $f_y = 275$ MPa.

- para o coeficiente β_{vm} (ver Q.2.3.1.1 no anexo Q) igual a 0,90 e 0,85, multiplicar capacidade de rotação necessária obtida por 0,74 e 0,5, respectivamente;

- para construção escorada multiplicar a capacidade de rotação necessária obtida por 0,714.

T.5 Análise de vigas mistas semicontínuas

T.5.1 Fase inicial (antes da cura do concreto) - construção não-escorada

A determinação de flechas e de momentos fletores (característicos e de cálculo) apenas no perfil de aço pode ser feita considerando-se as ligações como flexíveis (momento nulo), no caso da ligação da figura T.3. Nos casos das ligações das figuras T.1 e T.2 pode-se considerar as ligações metálicas como semi-rígidas ou, a favor da segurança, como flexíveis. O momento fletor resistente de cálculo do perfil de aço deve ser igual ou superior ao momento fletor solicitante de cálculo.

T.5.2 Fase final (após a cura do concreto) - construção não escorada

Os procedimentos de análise para sistemas contínuos e semicontínuos são dados em Q.1.2 (anexo Q).

/ANEXO U

Anexo U (normativo)
Controle de fissuras do concreto em vigas mistas

U.1 Exigências

U.1.1 O estado limite de utilização relacionado à fissuração do concreto deve ser obrigatoriamente verificado nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas mistas, como junto aos apoios de vigas biapoiadas, apenas quando houver prejuízo à durabilidade ou à aparência da estrutura.

U.1.2 Quando for obrigatório ou se desejar controlar a largura das fissuras na laje de concreto, nas regiões das vigas mistas citadas em U.1.1, a armadura mínima longitudinal de tração a ser colocada deve ser obtida de acordo com o procedimento dado em U.2, adaptado da NBR 6118.

U.1.3 Nas vigas mistas contínuas ou semicontínuas, quando a área de armadura necessária para resistir ao momento negativo for superior ao valor obtido em U.2, é necessário ainda determinar o espaçamento máximo entre as barras da armadura, conforme o procedimento dado em U.3, adaptado da NBR 6118.

U.2 Armadura mínima de tração sob deformações impostas

U.2.1 Na falta de um método mais rigoroso de avaliação dos esforços gerados pela restrição das deformações impostas nas regiões de momento negativo ou com tendência de continuidade das vigas mistas, a área mínima da armadura longitudinal para controle de fissuração pode ser calculada pela relação:

$$A_s = \frac{k\, k_c\, \eta\, f_{ct,ef}\, A_{ct}}{\sigma_{st}}$$

onde A_s é a área da armadura de tração, A_{ct} é a área efetiva da laje de concreto (produto da largura efetiva pela espessura, conforme Q.2.3), η é um coeficiente que depende do peso específico do concreto, dado em dado em Q.1.3, k é definido em U.2.2, k_c em U.2.3, $f_{ct,ef}$ em U.2.4 e σ_{st} em U.2.5.

U.2.2 Define-se k como um coeficiente de correção que leva em conta os mecanismos de geração de tensões de tração podendo, no caso das vigas mistas, ser tomado como 0,8.

U.2.3 Define-se k_c como um coeficiente que leva em conta o equilíbrio e a distribuição das tensões na laje de concreto imediatamente antes da ocorrência das fissuras. Este coeficiente pode de forma conservadora tomado como 0,9 ou ser obtido de forma mais precisa usando-se a seguinte expressão:

$$\alpha_c = \frac{1}{1 + \frac{t_c}{2\, y_o}} \geq 0{,}7$$

Onde (ver figura U.1):

t_c é a espessura da laje de concreto, acima do topo das nervuras existentes quando se usa laje com fôrma de aço incorporada;

y_o é a distância entre os centros de gravidade da laje de concreto, sem fissuração e armadura, e da seção mista homogeneizada nas regiões de momento positivo, calculada conforme Q.1.2.1.1.

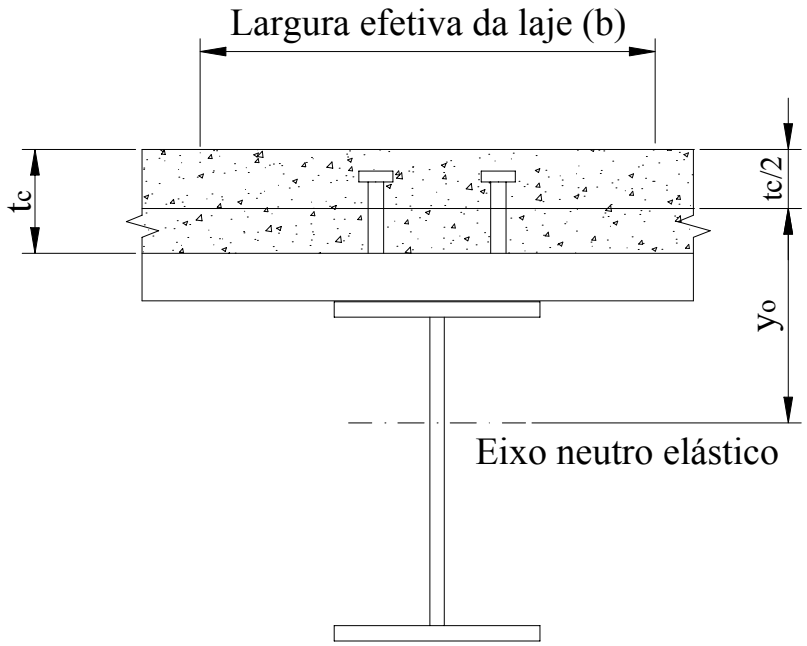


Figura U.1 - Definição dos termos para cálculo do coeficiente α_c

U.2.4 A grandeza $f_{ct,ef}$ é a resistência média a tração efetiva do concreto no instante em que se formam as primeiras fissuras, dependente das condições ambientais, da natureza das fôrmas e do cimento utilizado, entre outros fatores. Valores de $f_{ct,ef}$ podem ser obtidos com auxílio das equações do item 8.2.5 da NBR 6118:2003, adotando a resistência do concreto à compressão na idade em que ocorrerá a fissuração. Quando essa idade não puder ser definida com valor confiável, recomenda-se adotar um valor mínimo de resistência à tração igual a 3 MPa.

U.2.5 A grandeza σ_{st} é a máxima tensão de tração permitida na armadura, imediatamente após a ocorrência da fissuração. Seu valor não pode exceder a:

$$\sigma_{st} = 416\, w_k^{0,6} \sqrt{\frac{f_{ck}}{\phi}} \leq f_{ys}$$

Onde:

w_k é a abertura aceitável das fissuras (em condições normais igual a 0,3 mm);

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

ϕ é diâmetro das barras da armadura, o qual não pode ser superior a 20 mm;

f_{ys} é a resistência ao escoamento do aço da armadura.

U.3 Armadura mínima de tração sob ações impostas

A armadura mínima de tração sob ações impostas, para controle de fissuração, pode ser determinada a partir da limitação da abertura estimada das fissuras, conforme U.3.1 ou sem a verificação da abertura de fissuras, conforme U.3.2.

U.3.1 Controle de fissuração através da limitação da abertura estimada das fissuras

Para cada barra de armadura que controla a fissuração, deve ser considerada uma área A_{cr} do concreto de envolvimento, constituída por um retângulo cujos lados não distam mais de 7 diâmetros do contorno da barra da armadura (figura U.2). Quando a barra estiver a uma distância inferior a 7 diâmetros da extremidade da largura efetiva ou de uma face (superior ou inferior) da laje, esta distância deve prevalecer.

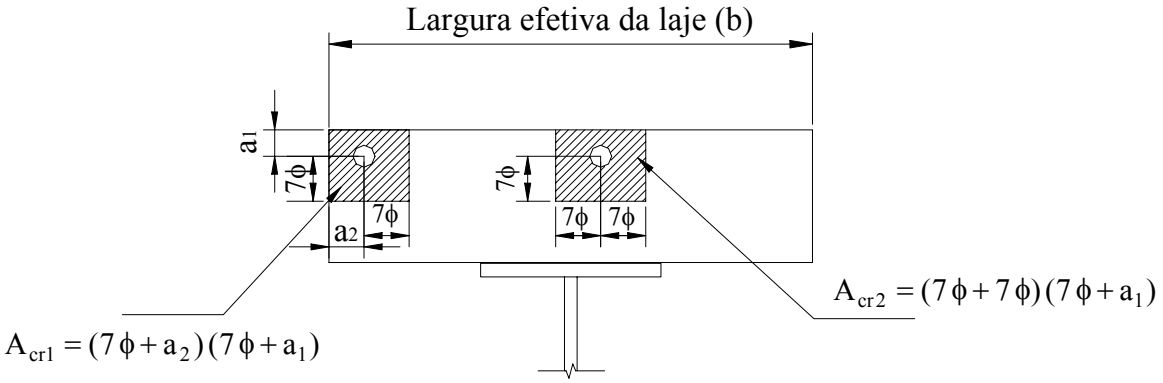


Figura U.2 - Ilustração do cálculo da área A_{cr} do concreto de envolvimento da armadura

A grandeza da abertura das fissuras, w, determinada para cada área de envolvimento da armadura, é a menor dentre as obtidas pelas seguintes expressões (ϕ_i, σ_{si} e ρ_{ri} são definidos para cada área de envolvimento em exame):

$$w = \frac{\phi_i}{12{,}5\ \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \frac{3\ \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w = \frac{\phi_i}{12{,}5\ \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_s} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

Onde:

ϕ_i é o diâmetro da barra que protege a área de envolvimento considerada;

σ_{si} é a tensão de tração no centro de gravidade da armadura considerada, calculada usando as combinações raras de utilização, na seção mista homogeneizada na região de momento negativo analisada, desprezando a resistência à tração do concreto e considerando uma relação ente os módulos de elasticidade do aço e do concreto igual a 15;

ρ_{ri} é a taxa de armadura em relação à área do concreto de envolvimento (A_{cri});

η_1 é o coeficiente de conformação superficial da armadura, igual a 1,0 para barras lisas, 1,4 para barras dentadas e 2,25 para barras nervuradas;

E_s é o módulo de elasticidade do aço da armadura;

f_{ctm} é a resistência média a tração do concreto, podendo ser tomada como 0,3 $(f_{ck})^{2/3}$, sendo f_{ck} a resistência característica a compressão do concreto.

U.3.2 Controle de fissuração sem a verificação da abertura de fissuras

Para dispensar a avaliação da grandeza da abertura de fissuras e atender ao estado limite de fissuração (aberturas máximas esperadas da ordem de 0,3 mm), devem ser respeitadas as restrições da tabela U.1 quanto ao diâmetro máximo (ϕ_{max}) e ao espaçamento máximo entre eixos das barras da armadura (s_{max}). A tensão σ_s deve ser calculada conforme U.3.1.

Tabela U.1 - Diâmetro e espaçamento máximo das barras da armadura em função da tração

Tensão σ_s (MPa)	ϕ_{max} (mm)	s_{max} (mm)
160	32	30
200	25	25
240	16	20
280	12,5	15
320	10	10

/ANEXO V

Anexo V (normativo)
Procedimentos para análise elástica aproximada de segunda ordem

V.1 Generalidades

V.1.1 Neste anexo são apresentados dois procedimentos para análise elástica aproximada de segunda ordem que permitem levar em conta os efeitos globais e locais, baseados na consideração do equilíbrio da estrutura na posição deformada: o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes e o Método das Forças Laterais Equivalentes.

V.1.2 Ao se usar os procedimentos previstos neste anexo, deve-se fazer atuar na estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo, determinada de acordo com 4.7, constituída por ações verticais e horizontais, quando existentes, considerando-se o efeito das imperfeições iniciais conforme 4.8.4.

V.2 Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes

V.2.1 Em cada andar das estruturas analisadas, o momento fletor solicitante de cálculo, M_{Sd}, em barras submetidas a força normal de compressão e momento fletor, deve ser determinado por (figura V.1):

$$M_{Sd} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{\ell t}$$

Onde:

M_{nt} é o momento fletor solicitante de cálculo, obtido 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 V.1-b);

$M_{\ell t}$ é o momento fletor solicitante de cálculo, obtido 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 V.1-c);

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e1}}} \geq 1{,}0 ;$$

N_{e1} é a força que provoca a flambagem elástica da barra no plano de atuação do momento fletor, calculada com o comprimento de flambagem (KL) para a estrutura com os nós impedidos de se deslocar horizontalmente (figura V.1-b);

N_{Sd} é a força normal solicitante de cálculo na barra considerada;

C_m é um coeficiente de equivalência de momentos, obtido em 4.8.3.3.2, para a estrutura contraventada;

B_2 é determinado pela expressão dada em 4.8.3.2.1.

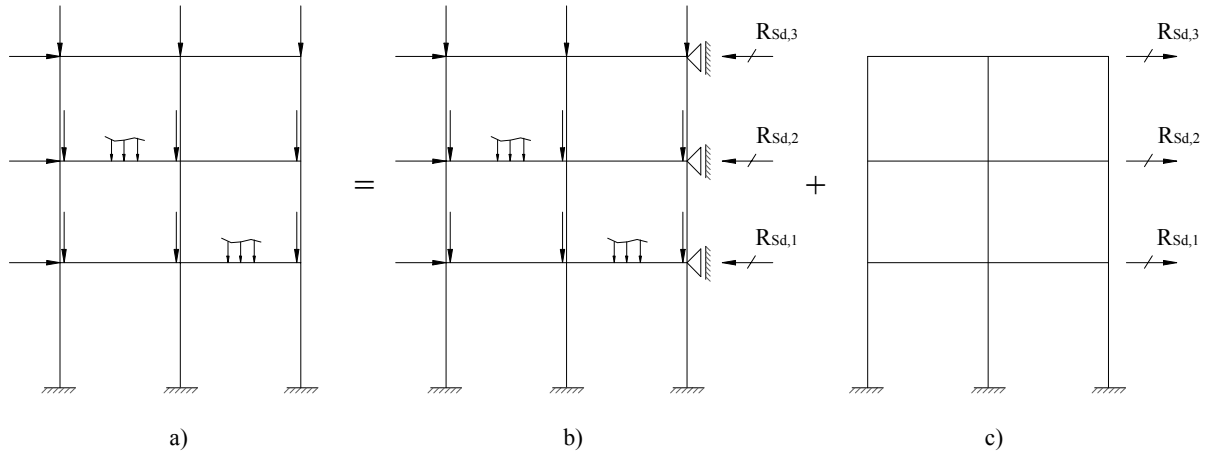


Figura V.1 - Modelo de estrutura para M_{nt} e $M_{\ell t}$

V.2.2 Os esforços solicitantes não citados em V.2.1, e mesmo o momento fletor quando a força normal solicitante na barra for de tração, podem ser tomados iguais ao da análise elástica de primeira ordem, com exceção das forças normais em pilares, vigas e diagonais participantes de sistemas de contraventamentos, cujos valores devem ser determinados conforme V.2.3.

V.2.3 Para determinação das forças normais em pilares, vigas e diagonais participantes de sistemas de contraventamentos, deve ser usada a formulação dada em V.2.1, substituindo-se M_{Sd}, M_{nt} e $M_{\ell t}$ por N_{Sd}, N_{nt} e $N_{\ell t}$, respectivamente, tomando-se B_1 igual a 1,0.

V.2.4 Para que o Método da Amplificação dos Esforços Solicitantes seja válido, o coeficiente B_2 de todos os andares, determinado em V.2.1, não pode superar 1,4.

V.3 Método das Forças Laterais Equivalentes

V.3.1 Para consideração dos efeitos globais de segunda ordem, em estruturas nas quais os deslocamentos horizontais no nível do eixo das vigas são aproximadamente iguais em todas as prumadas de pilares, devem ser seguidas as seguintes etapas (figura V.2):

Etapa 1 - aplicar à estrutura a combinação apropriada de ações de cálculo;

Etapa 2 - fazer a análise elástica de primeira ordem da estrutura determinando os deslocamentos horizontais no nível de cada andar;

Etapa 3 - calcular os valores das forças cortantes fictícias, V'_i, dadas por:

$$V'_i = \frac{\sum N_{Sd,i}}{h_i}\left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right)$$

Onde:

V'_i é a força cortante fictícia agindo no andar i;

$\Sigma N_{Sd,i}$ é somatório das forças normais solicitantes de cálculo nos pilares e outros elementos resistentes a cargas verticais do andar i (inclusive nos pilares e outros elementos que não pertençam ao sistema resistente às ações horizontais);

h é a altura do andar i (distância entre eixos de vigas);

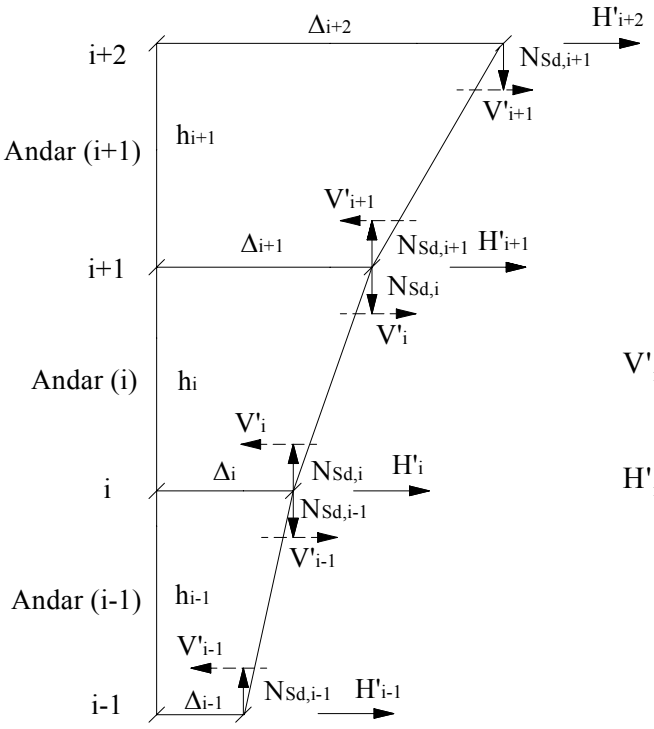
Δ_{i+1}, Δ_i são os deslocamentos horizontais dos níveis i+1 e i, respectivamente;

Etapa 4 - calcular os valores das forças horizontais fictícias H'_i, iguais a:

$$H'_i = V'_{i-1} - V'_i$$

Etapa 5 - aplicar novamente o carregamento inicial à estrutura como na etapa 1, incluindo agora as forças H'_i;

Etapa 6 - repetir as etapas 2 até 5, até que os resultados sejam convergentes (se após 5 ciclos de iteração os resultados não convergirem, pode ser que a estrutura seja excessivamente flexível).



$$V'_i = \frac{\Sigma N_{Sd,i}}{h_i}\left(\Delta_{i+1} - \Delta_i\right)$$

$$H'_{i,1} = V'_{i-1} - V'_i$$

Figura V.2 - Consideração dos efeitos globais de segunda ordem

V.3.2 Se os deslocamentos horizontais no nível do eixo das vigas não forem iguais ou aproximadamente iguais em todas as prumadas de pilares, deve-se determinar as forças horizontais fictícias H' em cada prumada substituindo, na etapa 3 de V.3.1, ΣP_i pela força normal de compressão de cálculo no pilar da prumada em consideração. A força horizontal fictícia total H_i' em cada nível será a soma das forças horizontais fictícias em cada prumada.

V.3.3 Os esforços solicitantes obtidos devem ser usados diretamente na verificação dos estados limites últimos, exceto o momento fletor, que deverá ser ainda multiplicado pelo fator B_0, dado em 4.8.3.2.4, para consideração dos efeitos locais de segunda ordem.

V.3.4 Para que o Método das Forças Laterais Equivalentes seja válido, a relação entre os deslocamentos finais obtidos e os deslocamentos correspondentes decorrentes da análise de primeira ordem, em todos os níveis considerados, não pode superar 1,4.

V.4 Considerações sobre as estruturas com comportamento tridimensional

Caso a estrutura tenha um comportamento tridimensional, recomenda-se o uso do Método das Forças Laterais Equivalentes, utilizando-se o disposto em V.3.2.

/ANEXO W

Anexo W (normativo)
Orientação para vibrações em pisos

W.1 Consideração geral

O uso de estruturas de pisos com vãos grandes e amortecimento reduzido pode resultar em vibrações que causem desconforto durante as atividades humanas normais ou causar prejuízo ao funcionamento de equipamentos.

W.2 Avaliação precisa

O problema da vibração em pisos precisa ser considerado no projeto da estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta, pelo menos:

a) as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas;

b) os critérios de aceitação para conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso;

c) a freqüência natural da estrutura do piso, incluindo o efeito de continuidade;

d) a relação de amortecimento modal;

e) os pesos efetivos do piso.

Para uma avaliação considerada precisa da questão, deve ser usada norma ou especificação nacional ou estrangeira ou bibliografia especializada. São recomendadas:

a) Wyatt, T. A. (1989) Design Guide on the Vibration of Floors. SCI Publication 076. The Steel Construction Institute. Berkshire, England.

b) CEB (1991). Vibrations Problems in Structures - Practical Guidelines. Bulletin d'Information nº 209. Comite Euro-International du Beton. Lausanne, Switzerland.

c) NBCC (1995). User's Guide - NBC 1995 Structural Commentaries (Part 4): Commentary A - Serviceability Criteria for Deflections and Vibrations. Institute for Research in Construction, National Research Council of Canada, Ottawa.

d) Murray, T. M., Allen D. E. & Ungar, E. E. (1997). Floor Vibrations Due to Human Activity. Steel Design Guide Series 11, American Institute of Steel Construction, Chicago; Canadian Institute of Steel Construction, Toronto.

e) Applied Technology Council (1999). Minimizing Floor Vibration. ATC Design Guide 1, Applied Technology Council, Redwood City, CA.

W.3 Avaliação simplificada para as atividades humanas normais

W.3.1 As regras constantes de W.3.2 e W.3.3 são uma avaliação simplificada da questão da vibração em pisos causada pelas atividades humanas normais. A opção por este tipo de avaliação fica a critério do projetista e pode não se constituir em uma solução adequada para o problema.

W.3.2 Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências, escritórios e similares, a menor freqüência natural não pode ser inferior a 5 ciclos por segundo. Esta condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total causado pelas ações permanentes, incluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado usando-se as combinações freqüentes de utilização, dadas em 4.7.3, é menor que 10 mm. Estes limites podem ser menos rigorosos sempre que se comprovar que isto é possível em decorrência de altos valores de amortecimento.

W.3.3 Nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica ou salões de dança, a menor freqüência natural não pode ser inferior a 10 ciclos por segundo. Esta condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total causado pelas ações permanentes, incluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado usando-se as combinações freqüentes, é menor que 2,5 mm.

/ANEXO X

Anexo X (normativo)
Orientação para vibrações devidas ao vento

X.1 O movimento causado pelo vento em estruturas de edifícios de andares múltiplos ou outras estruturas similares pode gerar desconforto aos usuários, a não ser que sejam tomadas medidas na fase de projeto. A principal fonte de desconforto é a aceleração lateral, embora o ruído (ranger da estrutura e assobio do vento) e os efeitos visuais possam também causar preocupação.

X.2 Para uma dada velocidade e direção do vento, o movimento de um edifício, que inclui vibração paralela e perpendicular à direção do vento e torção, pode ser determinado usando a NBR 6123 ou, quando esta não for aplicável, norma ou especificação estrangeira ou bibliografia especializada. O movimento pode ainda ser determinado de forma bastante precisa por ensaios em túnel de vento.

X.3 Nos casos onde o movimento causado pelo vento for significativo, conforme constatação durante o projeto, devem ser aventadas as seguintes providências:

a) esclarecimento aos usuários que, embora ventos de alta velocidade possam provocar movimentos, o edifício é seguro;

b) minimização de ruídos por meio de detalhamento das ligações de modo a evitar o ranger da estrutura, do projeto das guias de elevadores de modo a evitar "raspagem" devida ao deslocamento lateral, etc;

c) minimização da torção, usando arranjo simétrico, contraventamento ou paredes externas estruturais (conceito de estrutura tubular), (a vibração por torção cria também um efeito visual amplificado de movimento relativo de edifícios adjacentes);

d) possível introdução de amortecimento mecânico para reduzir a vibração causada pelo vento.