



**PROJETO E EXECUÇÃO DE ESTRUTURAS
DE AÇO EM EDIFÍCIOS
(Métodos dos Estados Limites)**

Procedimento

02.332

NBR 8800

ABR/1986

SUMÁRIO

1	Objetivo
2	Documentos complementares
3	Definições
4	Condições gerais de projeto
5	Condições específicas para dimensionamento de barras
6	Condições específicas para dimensionamento de vigas mistas
7	Condições específicas para dimensionamento de ligações
8	Estados limites de utilização e outros
9	Fabricação, montagem e controle de qualidade
ANEXO A	Materiais
ANEXO B	Ações
ANEXO C	Valores máximos recomendados para deformações
ANEXO D	Resistência ao momento fletor
ANEXO E	Elementos esbeltos comprimidos
ANEXO F	Resistência de vigas esbeltas ao momento fletor
ANEXO G	Resistência à força cortante incluindo o efeito do campo de tração
ANEXO H	Comprimento efetivo de flambagem de barras comprimidas
ANEXO I	Critério usado para estimar o comprimento efetivo de flambagem de pilares pertencentes a estruturas contínuas
ANEXO J	Flambagem por flexo-torção
ANEXO K	Abertura em almas de vigas
ANEXO L	Orientação para o cálculo dos efeitos de deslocamentos horizontais na estabilidade
ANEXO M	Fadiga
ANEXO N	Vibrações em pisos
ANEXO O	Vibrações devidas ao vento
ANEXO P	Práticas recomendadas para a execução de estruturas de aço de edifícios
ANEXO Q	Normas e documentos complementares
ÍNDICE	

Origem: ABNT –NB-14/86
CB-2 – Comitê Brasileiro de Construção Civil
CE-2:03.03 – Comissão de Estudo de Estrutura Metálicas

SISTEMA NACIONAL DE
METROLOGIA, NORMALIZAÇÃO E
QUALIDADE INDUSTRIAL

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA
DE NORMAS TÉCNICAS
©

Palavras-chave: estrutura de aço, cálculo estrutural.

NBR 3 NORMA BRASILEIRA REGISTRADA

1 OBJETIVO

1.1 Esta Norma, baseada no método dos estados limites, fixa as condições exigíveis que devem ser obedecidas no projeto, na execução e na inspeção de estruturas de aço para edifícios, executadas com perfis laminados ou soldados não híbridos e com ligações feitas por parafusos ou soldas.

Nota: Perfis não híbridos são aqueles cujos elementos componentes são do mesmo aço

1.2 As recomendações desta Norma limitam-se ao caso de edifícios destinados a habitação, ao uso comercial e industrial e a edifícios públicos. Não podem ser generalizadas para outros tipos de estruturas. Da mesma forma tais recomendações limitam-se a soluções usuais para barras e ligações estruturais.

1.3 Para reforço ou reparo de estruturas existentes, a aplicação da 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.

1.4 O dimensionamento da estrutura feito de acordo com esta Norma deve seguir coerentemente todos os seus critérios, não sendo aceitável o uso simultâneo como método das tensões admissíveis na mesma estrutura.

2 DOCUMENTOS COMPLEMENTARES

Na aplicação desta Norma é necessário consultar:

Ver Anexo Q.

Nota: Não é permitido o uso de edições posteriores a 1984 de qualquer norma nacional ou estrangeira citada nesta Norma, quando tal uso acarretar redução de segurança.

3 DEFINIÇÕES

Para os efeitos desta Norma são adotadas as definições de 3.1 a 3.11

3.1 Análise Elástica

Determinação dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc.) em barras e ligações, baseada na hipótese de que os elementos da estrutura se comportem elasticamente.

3.2 Análise Plástica

Determinação dos efeitos das ações (força normal, momento fletor, tensão, etc.) em barras e ligações, baseada na hipótese de que os elementos da estrutura admitam a formação sucessiva de rótulas plásticas até atingir a hipostaticidade.

3.3 Estados limites

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

3.4 Estados Limites Últimos

Estados correspondentes à ruína de toda a estrutura, ou parte da mesma, por ruptura, deformações plásticas excessivas ou por instabilidade,

3.5 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,

3.6 Ações

Ações são as forças ou os momentos externos aplicados à estrutura, podendo ser também deformações impostas à mesma.

3.7 Ação de Cálculo

Valor da ação usado no dimensionamento da estrutura. Nos estados limites últimos este valor é calculado de acordo com 4.8.1, e nos estados limites de utilização de acordo com 4.8.2,

3.8 Ação Nominal

O valor nominal de uma ação e o valor fixado nas normas de cargas.

3.9 Coeficiente de Ponderação

Fatores pelos quais são multiplicadas as ações para levar em conta as incertezas a elas inerentes.

3.10 Combinação de ações

Grupo de ações com grande probabilidade de atuar simultaneamente na estrutura,

3.11 Resistência de Cálculo

Valor da resistência usado no dimensionamento da estrutura. É obtida a partir do valor nominal 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 nominal da resistência multiplicado por um fator que leva em conta as incertezas inerentes à resistência.

4 CONDIÇÕES GERAIS DE PROJETOS

4.1 Generalidades

4.1.1 As obras executadas total ou parcialmente em estrutura de aço devem obedecer a projeto elaborado de acordo com esta Norma, por profissional legalmente habilitado, com experiência em projeto e construção dessas estruturas, devendo ser fabricadas e montadas 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 ao nível das informações desejadas. Devem conter todas as informações necessárias para o detalhamento da estrutura, para a execução dos desenhos de montagem e para o projeto de fundações.

4.2.2 Os desenhos de projeto devem indicar quais as normas que foram usadas, dar as especificações dos aços estruturais empregados, dos parafusos, das soldas e de outros elementos integrantes da estrutura necessários para fabricação e montagem.

4.2.3 Além dos materiais, devem ser indicados dados relativos às ações de cálculo adotadas e aos esforços solicitantes 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 trabalhando a corte, os desenhos de projeto devem indicar o tipo de ligação, 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 ANSI/AWSA2.4.

4.2.6 No caso de edifícios industriais, devem-se apresentar nos desenhos de projeto: esquema de localização de cargas dos equipamentos mais importantes que serão suportados pela estrutura, valores dessas cargas e, eventualmente, dados para a consideração de efeitos dinâmicos.

4.2.7 Em casos especiais, devem ser consideradas as condições de montagem e indicados os pontos de levantamento previstos e os pesos das peças da estrutura. Devem ser levados em conta coeficientes de impacto adequados ao tipo de equipamento que serão utilizados na montagem. Nas mesmas condições 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 pelas 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 treliças ou vigas.

4.3 Desenhos de Fabricação

4.3.1 Estes desenhos devem traduzir fielmente, para a oficina, 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 oficina e de campo.

4.3.2 Em casos especiais, é necessário indicar nos desenhos a seqüência de execução de ligações importantes, soldadas ou parafusadas, para evitar o aparecimento de empenos ou tensões residuais excessivos.

4.4 Desenhos de Montagem

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

4.5 Notações e unidades

A notação adotada nesta Norma está de acordo com o sistema padronizado de notação da ISO (ISO Standard 3898). As unidades usadas estão de acordo com o Sistema Internacional de Unidades, baseado no sistema métrico decimal, contendo sete unidades básicas.

4.5.1 Notações

No que se refere às estruturas de aço e seus componentes, as notações a serem usadas são as seguintes:

a) letras romanas maiúsculas

A = Área da seção transversal

A_c = Área da mesa comprimida

A_{cs} = Área da seção do conector em vigas mistas

A_e = Área líquida efetiva

A_{ef} = Área efetiva

A_f	= Área da mesa
A_g	= Área bruta
A_n	= Área líquida
A_p	= Área da seção bruta do parafuso
A_{st}	= Área da seção transversal do enrijecedor
A_t	= Área da mesa tracionada
A_w	= Área efetiva de cisalhamento; área da seção efetiva da solda
C_b, C_m	= Coeficientes utilizados no dimensionamento à flexão simples ou composta
C_{mx}, C_{my}	= Coeficientes “ C_m ” relativos aos eixos “ x ” e “ y ”
C_p, C_s	= Parâmetros utilizados no cálculo de empoçamento de água em coberturas
C_{pg}	= Parâmetro utilizado no cálculo de vigas esbeltas
C_t	= Coeficiente de redução usado no cálculo da área líquida efetiva
C_w	= Constante de empenamento da seção transversal [L] ⁶
D	= Diâmetro externo de elementos tubulares de seção circular
E	= Módulo de elasticidade do aço, $E = 205000$ MPa
E_c	= Módulo de elasticidade do concreto e
G	= Módulo de elasticidade transversal do aço, $G = 0,385E$; carga permanente nominal
H	= Parâmetro utilizado na
I	= Momento de inércia
I_T	= Momento de inércia à torção
I_x, I_y	= Momentos de inércia em relação aos eixos “ x ” e “ y ” respectivamente
K	= Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem
K_x, K_y	= Parâmetros utilizados no cálculo do comprimento de flambagem segundo os eixos “ x ” e “ y ” respectivamente
K_z	= Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem por torção
L	= Comprimento em geral; vão
L_b	= Comprimento do trecho sem contenção lateral
L_p, L_{pd}	= Valor limite do comprimento de um trecho sem contenção lateral, correspondente ao momento de plastificação, sem e com

	redistribuição posterior de momentos, respectivamente	
L_r	= Valor do comprimento de um trecho sem contenção lateral, correspondente ao momento " M_r "	
M	= Momento fletor	
M_{cr}	= Momento crítico	
M_d	= Momento fletor de cálculo	
M_{dx}, M_{dy}	= Momentos fletores de cálculo segundo os eixos "x" e "y" respectivamente	
M_n	= Resistência nominal ao momento fletor	
M_{pl}	= Momento de plastificação	
M_r	= Momento fletor correspondente ao início de escoamento incluindo ou não o efeito de tensões residuais γ_1	
M_1, M_2	= Menor e maior momento fletor na extremidade do trecho não contraventado da viga, respectivamente	
M_y	= Momento correspondente ao início de escoamento	
N	= Força normal em geral	
N_d	= Força normal de cálculo	
N_e	= Carga de flambagem elástica	
N_{ex}, N_{ey}	= Cargas de flambagem elástica, segundo os eixos "x" e "y" respectivamente	
N_n	= Resistência nominal à força normal	
N_y	= Força normal de escoamento da seção = $A_g f_y$	
Q	= Carga variável; coeficiente de redução que leva em conta a flambagem local	
Q_a	= Relação entre a área efetiva e a área bruta da seção da barra	
Q_s	= Fator de redução usado no cálculo de elementos esbeltos comprimidos não enrijecidos	
R	= Resistência em geral	
R_n	= Resistência nominal	
S_d	= Solicitação de cálculo	
V	= Força cortante	
V_d	= Força cortante de cálculo	

V_n	= Resistência nominal a força cortante
V_{pl}	= Força cortante correspondente à plastificação da alma por cisalhamento
W	= Módulo de resistência elástico
W_{ef}	= Módulo de resistência efetivo, elástico
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	= Módulo de resistência plástico
Z_x, Z_y	= Módulos de resistência plásticos referentes aos eixos "x" e "y" respectivamente

b) letras romanas minúsculas

a	= Distância em geral; distância entre enrijecedores transversais; altura da região comprimida em lajes de vigas mistas
b	= Largura em geral
b_{ef}	= Largura efetiva
b_f	= Largura da mesa
d	= Diâmetro em geral; diâmetro nominal de um parafuso; diâmetro nominal de um conector; altura de seção
d_h	= Diâmetro do furo em olhais e em barras ligadas por pinos
d_p	= Diâmetro do pino
f	= Tensão em geral
f_{ck}	= Resistência característica do concreto à compressão
f_{dn}, f_{dv}	= Tensão normal e tensão de cisalhamento, respectivamente, correspondentes a solicitações de cálculo
f_{ex}, f_{ey}, f_{ez}	= Tensões críticas de flambagem elástica segundo os eixos "x", "y" e "z", respectivamente
f_r	= Tensão residual, a ser considerada igual a 115 MPa
f_u	= Limite de resistência à tração do aço, valor nominal especificado
f_y	= Limite de escoamento do aço, valor nominal especificado
f_w	= Resistência nominal à ruptura por tração do eletrodo
f_1, f_2	= Tensões utilizadas no cálculo do momento crítico "Mcr" em perfis "I" e

	“H”	
g	=	Gabarito de furação; aceleração da gravidade
h	=	Altura em geral; distância entre as faces internas das mesas de perfis “I” e “H”
h_c, h_t	=	Distâncias dos centros de gravidade da mesa comprimida e da mesa tracionada, respectivamente, ao centro de gravidade da seção
k	=	Coeficiente de flambagem
k_{pg}	=	Parâmetro utilizado no dimensionamento de vigas esbeltas
l	=	Comprimento
q_n	=	Resistência nominal de um conector de cisalhamento
r	=	Raio de giração; raio
r_x, r_y	=	Raios de giração em relação aos eixos “x” e “y” respectivamente
r_T	=	Raio de giração da seção formada pela mesa comprimida mais 1/3 da região comprimida da alma, calculado em relação ao eixo situado no plano médio da alma
s	=	Espaçamento longitudinal de quaisquer dois furos consecutivos
t	=	Espessura em geral
t_c	=	Espessura da laje de concreto
t_f	=	Espessura da mesa
t_w	=	Espessura da alma
x_0, y_0	=	Coordenadas do centro de cisalhamento

c) letras gregas maiúsculas

Δ	=	Deslocamento horizontal no topo de um pilar; flecha
$\Delta\sigma$	=	Faixa de variação de tensões normais
$\Delta\tau$	=	Faixa de variação de tensões de cisalhamento
Σ	=	Somatório

d) letras gregas minúsculas

α	=	Coeficiente
β	=	Coeficiente
γ	=	Coeficiente de ponderação das ações
γ_a	=	Peso específico do aço

γ_c	= Peso específico do concreto
λ	= Parâmetro de esbeltez
λ	= Parâmetro de esbeltez para barras comprimidas
λ_p	= Parâmetro de esbeltez correspondente à plastificação
λ_r	= Parâmetro de esbeltez correspondente ao início do escoamento, com ou sem tensão residual
μ	= Coeficiente de atrito
ν_a	= Coeficiente de Poisson para aço estrutural, no domínio elástico, tomado igual a 0,3
σ	= Tensão normal
τ	= Tensão de cisalhamento
ϕ	= Coeficiente de resistência, em geral
ϕ_b	= Coeficiente de resistência ao momento fletor
ϕ_c	= Coeficiente de resistência na compressão
ϕ_t	= Coeficiente de resistência na tração
ϕ_v	= Coeficiente de resistência à força cortante

e) índices gerais

a	= Aço
b	= Flexão
c	= Concreto; compressão
d	= De cálculo
e	= Elástico
f	= Mesa
g	= Bruta; viga
i	= Número de ordem
n	= Líquida; normal; nominal
p	= Parafuso; plastificação
r	= Residual
y	= Escoamento
w	= Alma de perfis; solda

f) índices compostos

cr	= Crítico
cs	= Conector de cisalhamento
dx, dy	= De cálculo, segundo os eixos “x” e “y” respectivamente
ef	= Efetivo
ex, ey	= Flambagem elástica, segundo os eixos “x” e “y” respectivamente
min	= Mínimo
pl	= Plástico; plastificação
red	= Reduzido; redução
st	= Enrijecedor
tr	= Transformada

4.6 Materiais

4.6.1 Introdução

4.6.1.1 Os critérios de projeto indicados nesta Norma se aplicam ao dimensionamento de estruturas de aço de edifícios, devendo ser utilizados os tipos de material aprovados para uso nesta Norma, de acordo com a última edição de suas respectivas especificações.

Nota: A espessura mínima permitida é de 3 mm, exceto para calços e chapas enchimento (ver item 7.5.4).

d

4.6.1.2 Informações completas sobre os materiais aqui relacionados encontram-se nas especificações correspondentes.

4.6.2 Aços Estruturais

Os aços estruturais aprovados para uso nesta Norma são listados a seguir. No Anexo A são apresentadas as propriedades mecânicas utilizadas nos cálculos, algumas informações complementares, bem como lista de outros aços cujo uso é também permitido.

NBR 7007 - Aços para perfis laminados para uso estrutural

NBR 6648 - Chapas grossas de aço-carbono para uso estrutural - CG 24 e CG 26

NBR 6649 - Chapas finas a frio de aço-carbono para uso estrutural CF 24 e CF 26

NBR 6650 - Chapas finas a quente de aço-carbono para uso estrutural CF 24 e CF 26

NBR 5000 - Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica - G 30 e G 35

NBR 5004 - Chapas finas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica F 32, Q 32, F 35 e Q 35

NBR 5008 - Chapas grossas de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais

NBR 5920 - Chapas finas a frio de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais

NBR 5921 - Chapas finas a quente de aço de baixa liga e alta resistência mecânica, resistentes à corrosão atmosférica, para usos estruturais

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

4.6.3 Aços fundidos e forjados

As propriedades mecânicas e a composição química dos aços fundidos e forjados devem estar de acordo com as normas brasileiras correspondentes listadas no Anexo A.

4.6.4 Parafusos

Os parafusos devem satisfazer a uma das seguintes especificações:

- a) ASTM A307 - Conectores de aço de baixo teor de carbono rosqueados externa e internamente;

Nota: Alternativa: ISO-898 Classe 4.6. com propriedades mecânicas um pouco inferiores (ver Anexo A).

- b) ASTM A325 - Parafusos de alta resistência para ligações em estruturas de aço, incluindo porcas adequadas e arruelas planas endurecidas;
- c) ASTM A490 - Parafusos de aço-liga temperado e revenido, para ligações em estruturas de aço;
- d) ASTM A449 - Parafusos e pinos com cabeça, de aço temperado e revenido.

Notas: a) Características mecânicas e outras informações encontram-se no Anexo A.
b) Os parafusos A449 podem ser usados somente em ligações por contato e quando forem necessários diâmetros maiores que 38 mm. A especificação ASTM A449 e' também aceitável para chumbadores de alta resistência e para tirantes rosqueados de qualquer diâmetro.

4.6.5 Barras redondas rosqueadas

As propriedades mecânicas e a composição química dos aços usados em barras redondas rosqueadas devem estar de acordo com as normas correspondentes listadas no Anexo A. As rosca devem obedecer às normas aplicáveis a parafusos. As porcas devem ter resistência adequada ao tipo de aço que for usado nas barras.

4.6.6 Metal de solda e fluxo para soldagem

4.6.6.1 Os eletrodos e fluxos devem obedecer a uma das seguintes especificações onde aplicável:

- a) AWS A5.1 - Especificação para eletrodos de aço doce, revestidos, para soldagem por arco elétrico;
- b) AWS A5.5 - Especificação para eletrodos de aço de baixa liga, revestidos, para soldagem por arco elétrico;
- c) AWS A5.17 - Especificação para eletrodos nus de aço doce e fluxo, para soldagem por arco submerso;
- d) AWS A5.18 - Especificação para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa;
- e) AWS A5.20 - Especificação para eletrodos de aço doce, para soldagem por arco com fluxo no núcleo;
- f) AWS A5.23 - Especificação para eletrodos nus de aço de baixa liga e fluxo, para soldagem por arco submerso;
- g) AWS A5.28 - Especificação para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco elétrico com proteção gasosa;
- h) AWS A5.29 - Especificação para eletrodos de baixa liga, para soldagem por arco com fluxo no núcleo.

Nota: A aprovação destas especificações para eletrodos é feita independentemente das exigências de ensaios de impacto que, na maior parte dos casos, não são necessárias para edificações.

4.6.7 Conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça

Os conectores de aço, tipo pino com cabeça, devem atender aos requisitos do capítulo 7 da norma AWS D1.1-82. Algumas informações que interessam para o cálculo são dadas no Anexo A.

4.6.8 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.

4.6.9 Aço estrutural de qualidade não identificada

Recomenda-se não usar aços estruturais de qualidade não identificada. 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.

4.6.10 Propriedades mecânicas gerais

Para efeito de cálculo devem ser adotados, para os aços aqui relacionados, os seguintes valores, na faixa normal de temperaturas atmosféricas,¹

- a) $E = 205,000$ MPa, módulo de elasticidade;
- b) $\nu_a = 0,3$, coeficiente de Poisson;
- c) $\beta = 12 \times 10^{-6}$ por °C, coeficiente de dilatação térmica;
- d) $\gamma_a = 77$ kN/m³, peso específico.

Nota: Para propriedades do concreto, ver Capítulo 6 e NBR 6118.

4.7 Bases para o dimensionamento

O método dos estados limites utilizado para o dimensionamento dos componentes de uma estrutura (barras, elementos e meios de ligação) 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 previstas em toda a vida útil. Os estados limites de utilização estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço.

4.7.1 Dimensionamento para os estados limites últimos

4.7.1.1 A resistência de cálculo de cada componente ou conjunto da estrutura deve ser igual ou superior à solicitação de cálculo. A resistência de cálculo " ϕR_n " é calculada para cada estado limite aplicável e é igual ao produto do coeficiente de resistência " ϕ " pela resistência nominal " R_n ". As resistências nominais " R_n " e os coeficientes de resistência " ϕ " são dados nos capítulos 5, 6 e 7. Para outras verificações relacionadas com a segurança, ver 8.3,

4.7.1.2 A solicitação de cálculo é determinada para cada combinação de ações que for aplicável de acordo com 4.8.

4.7.2 Dimensionamento para os estados limites de utilização

A estrutura como um todo, barras individuais, elementos e meios de ligação devem ser verificados para os estados limites de utilização. Os requisitos relativos ao dimensionamento da estrutura e de seus componentes para os estados limites de utilização estão indicados no Capítulo 8.

4.8 Ações

As ações a serem adotadas no projeto das estruturas de aço e seus componentes são as estipuladas pelas normas apropriadas e as decorrentes das condições a serem preenchidas pela estrutura (ver Anexo B). Essas ações devem ser tomadas como nominais, devendo ser considerados os seguintes tipos de ações nominais:

G: ações permanentes incluindo peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc.

Q: ações variáveis, incluindo as sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, divisórias, móveis, sobrecargas em coberturas, pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc.;

E: ações excepcionais, explosões, choques de veículos, efeitos sísmicos, etc.

4.8.1 Combinações de ações para os estados limites últimos

As combinações de ações para os estados limites últimos são as seguintes:

- a) combinações normais e combinações aplicáveis a etapas construtivas:

$$\sum(\gamma_g G) + \gamma_{q1} Q_1 + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_j Q_j)$$

- b) combinações excepcionais:

$$\sum(\gamma_g G) + E + \sum(\gamma_q \psi Q)$$

Onde:

Q₁ = ação variável predominante para o efeito analisado

Q_j = demais ações variáveis

γ_g = coeficientes de ponderação das ações permanentes

γ_q = coeficientes de ponderação das ações variáveis

ψ = fatores de combinação

Coeficientes de ponderação						
Combinações	Ações permanentes		Ações variáveis			
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade	Recalques diferenciais	Variação de temperatura	Ações decorrentes do uso	Demais ações variáveis
	γ _g ^(a)	γ _g ^(b)	γ _q	γ _q ^(c)	γ _q ^(d)	γ _q
Normais	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,2	1,2	1,5	1,4
Durante a construção	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,2	1,0	1,3	1,2
Excepcionais	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	0	0	1,1	1,0

Notas: a) Os valores entre parênteses correspondem aos coeficientes para ações

permanentes favoráveis a segurança; ações variáveis e excepcionais favoráveis a segurança não entram nas combinações.

b) São consideradas cargas permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de elementos metálicos e pré-fabricado, com controle rigoroso de peso. Excluem-se os revestimentos feitos *in-loco* destes elementos.

c) A variação de temperatura citada não inclui a gerada por equipamentos (esta deve ser considerada como ação decorrente do uso da edificação);

d) Ações decorrentes do uso da edificação incluem: sobrecarga em pisos e em coberturas, cargas de pontes rolantes, cargas de outros equipamentos, etc.

Fatores de combinação ψ

Ações	$\psi^{(A)}$
Sobrecargas em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens; conteúdo de silos e reservatórios	0,75
Cargas de equipamentos, incluindo pontes-rolantes, e sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores	0,65
Pressão dinâmica do vento	0,6
Variações de temperatura	0,6

(A) Os coeficientes ψ devem ser tomados iguais a 1,0 para as ações variáveis não citadas nesta tabela e também para as ações variáveis nela citadas, quando forem de mesma natureza da ação variável predominante Q_1 ; todas as ações variáveis decorrentes do uso de uma edificação (sobrecargas em pisos e em coberturas, cargas de pontes-rolantes e de outros equipamentos), por exemplo, são consideradas de mesma natureza.

4.8.2 Combinações de ações para os estados limites de utilização

As combinações de ações para os estados limites de utilização estão definidas no capítulo 8.

4.9 Análise da estrutura

4.9.1 Solicitações de cálculo

As solicitações de cálculo em barras e ligações devem ser determinadas por análise estrutural para as combinações de ações apropriadas indicadas em 4.8. É permitida a análise elástica ou a plástica, sendo que para a análise plástica devem ser obedecidas as limitações indicadas em 4.9.3.

4.9.2 Estabilidade e efeitos de segunda ordem

Deve ser garantida a estabilidade da estrutura como um todo e a de cada elemento componente. Devem também ser considerados os efeitos significativos que resultam da deformação da estrutura ou de seus elementos individuais, que fazem parte do sistema resistente a esforços laterais, incluindo os efeitos em vigas, pilares, contraventamentos, ligações e paredes estruturais. Para estruturas de até dois

andares, as solicitações de cálculo podem ser determinadas por análise plástica, ignorando-se os efeitos de segunda ordem (efeito $P\Delta$).

4.9.2.1 Estruturas contraventadas

Em treliças e naquelas estruturas cuja estabilidade lateral é garantida por sistema adequado de contraventamentos em treliça, paredes estruturais, estrutura adjacente com estabilidade lateral suficiente, lajes de piso ou de cobertura fixadas horizontalmente por paredes ou por sistema de contraventamentos paralelos ao plano da estrutura, o parâmetro de flambagem “K” a ser utilizado no dimensionamento de barras comprimidas pode ser tomado igual a 1,0. a não ser que fique demonstrado pela análise da estrutura que podem ser usados valores menores que 1,0. O sistema vertical de contraventamentos de uma estrutura lateralmente contraventada, em edifícios de andares múltiplos, deverá ser determinado por análise de modo a:

- a) evitar a flambagem da estrutura sujeita às ações de cálculo correspondentes às cargas gravitacionais dadas em 4.8;
- b) manter a estabilidade lateral da estrutura, incluindo os efeitos de segunda ordem, para as combinações de cargas gravitacionais e horizontais dadas em 4.8.

4.9.2.1.2 Em edifícios de andares múltiplos 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 ligadas à estrutura. Os 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 análise de flambagem e estabilidade lateral da estrutura. As solicitações axiais de cálculo que agem nessas barras não podem ultrapassar $0,85 A_g f_y$, caso seja feita análise plástica.

4.9.2.2 Estruturas não contraventadas

Em estruturas onde a estabilidade lateral depende da rigidez à flexão de vigas e pilares rigidamente ligados entre si, o parâmetro de flambagem “K” de barras comprimidas deve ser determinado por análise estrutural ou, se aplicável, conforme Anexo 1. As solicitações de cálculo em estruturas de edifícios de andares múltiplos devem incluir os efeitos de segunda ordem e das deformações axiais. Tais estruturas devem ser dimensionadas de forma a atender aos requisitos das alíneas a) e b) do item 4.9.2.1.1. As solicitações axiais de cálculo que agem nos pilares não podem ultrapassar $0,75 A_g f_y$, caso seja feita análise plástica.

4.9.3 Análise plástica

Os esforços solicitantes, em toda ou em parte de uma estrutura hiperestática, podem ser determinados por análise plástica, desde que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- a) o aço utilizado tenha $f_u \geq 1,25f_y$ e possua características de carga deformação tais que possa ocorrer redistribuição de momentos;

- b) as relações largura/espessura e a simetria da seção atendam aos requisitos exigidos para as seções classe 1 indicados em 5.1.2;
- c) as barras sejam lateralmente contidas de modo a evitar a ocorrência de flambagem lateral por torção, de acordo com os requisitos de 5.4.3;
- d) sejam colocados enrijecedores de alma em seções onde atuam cargas concentradas e tenha sido prevista a formação de rótulas plásticas;
- e) as emendas que ocorram no corpo da barras sejam dimensionadas para 1,1 vezes o momento fletor de cálculo atuante na seção da emenda. O momento de dimensionamento da emenda não precisa ultrapassar a resistência de cálculo da barra a flexão, porém, deve ser no mínimo igual a 0,25 vezes essa resistência;
- f) a análise plástica não seja usada em peças sujeitas à fadiga de alto ou baixo número de ciclos;
- g) seja levada em consideração, na resistência da estrutura a influência de deformações inelásticas, inclusive deslizamento em ligações, se necessário;
- h) sejam atendidos os itens 4.9.2.1, 4.9.2.2 e 5.3.3.

4.9.4 Propriedades das seções, usadas na análise

Em todos os casos onde é usada resistência pós-flambagem de elementos componentes de barras (por exemplo, na determinação de “ b_{ef} ” conforme item 5.6.1.3. Anexos D e E, na determinação de k_{pg} conforme Anexo F, na utilização do efeito do campo de tração conforme Anexo G) deve ser analisada a influência real deste procedimento na alteração de propriedades de seção necessárias para a análise da estrutura.

Para vigas mistas ver item 6.1.2.

5 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS PARA DIMENSIONAMENTO DE BARRAS

5.1 Generalidades

5.1.1 Áreas de cálculo

5.1.1.1 Área bruta

A área bruta “ A_g ” de uma seção transversal qualquer de uma barra deve ser calculada pela soma dos produtos da espessura pela largura bruta de cada elemento, medida na direção normal ao eixo da barra. Para cantoneiras, a largura bruta é a soma das abas subtraída de sua espessura.

5.1.1.2 Área líquida

A área líquida “ A_n ” de uma barra, numa seção qualquer, deve ser calculada substituindo-se a largura bruta pela largura líquida, calculada como a seguir indicado:

- a) na determinação da área líquida, em ligações parafusadas, a largura dos furos deve ser considerada 2,0 mm maior que a dimensão nominal desses furos, definida em 7.3.4.1, 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, espaçamento longitudinal e transversal (gabarito) entre estes dois furos. Para furo alongado na direção da força, a quantidade $s^2/4g$ não pode ser somada;

- 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;
- f) não havendo furos, $A_n = A_g$.

5.1.1.3 Área líquida efetiva

Quando uma solicitação de tração for transmitida a uma barra diretamente para cada um dos elementos de sua seção, por soldas ou parafusos, a área líquida efetiva “ A_e ” é igual à área líquida “ A_n ”. Quando a transmissão for feita para apenas alguns elementos da seção, a área líquida efetiva “ A_e ” deve ser calculada por:

$$A_e = C_t A_n$$

Para C_t poderão ser usados os seguintes valores:

- a) perfis “I” e “H” cujas mesas tenham uma largura não inferior a 2/3 da altura do perfil e perfis “T” cortados desses perfis, com ligações nas mesas, tendo, no caso de ligações parafusadas, um mínimo de três parafusos por linha de furação na direção da solicitação.

$$C_t = 0,90;$$

- b) perfis “I” e “H” que não atendam aos requisitos anteriores, perfis “T” cortados desses perfis e todos os demais perfis, incluindo barras compostas, tendo, no caso de ligações parafusadas, um mínimo de três parafusos por linha de furação na direção da solicitação.

$$C_t = 0,85;$$

- c) em todas as barras com ligações parafusadas, tendo somente dois parafusos por linha de furação na direção da solicitação.

$$C_t = 0,75;$$

- d) quando a carga for transmitida a uma chapa por soldas longitudinais ao longo de ambas as bordas, na extremidade da chapa, o comprimento das soldas não pode ser inferior à largura da chapa e os valores de C_t são:

$$\text{Para } l \geq 2b \quad C_t = 1,0$$

$$\text{Para } 2b > l \geq 1,5b \quad C_t = 0,87$$

$$\text{Para } 1,5b > l \geq b \quad C_t = 0,75$$

Onde

l : comprimento de solda

b : largura da chapa (distância entre soldas);

5.1.1.4 Área líquida efetiva de cisalhamento

A área efetiva de cisalhamento " A_w " para cálculo da resistência à força cortante deve ser calculada como a seguir indicado:

- a) em almas de perfis "I", "H" e "U" laminados, " dt_w ";
- b) em almas de perfis "I" e "H" soldados, " ht_w ";
- c) em almas simétricas de perfis caixão, $2 ht_w$;
- d) em perfis de seção cheia, quadrados e retangulares, $0,67 A_g$;
- e) em perfis de seção cheia, circulares, $0,75 A_g$;
- f) em perfis tubulares de seção circular, $0,50 A_g$;
- g) em almas de perfis "I", "H" e "U", quando existirem dois recortes de encaixe nas ligações de extremidade de vigas, $A_w = 0,67 d_0 t_w$, sendo " d_0 " a altura líquida e " t_w " a espessura da alma.

Existindo um ou dois recortes de encaixe em perfis "I", "H" e "U" e furos para parafusos, ver 7.5.3.2. Quando existirem dois furos para parafusos, no cálculo da área líquida efetiva, devem ser feitas deduções para levar em conta esses furos, com base nas dimensões nominais dos mesmos.

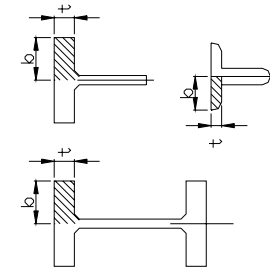
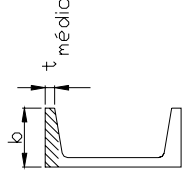
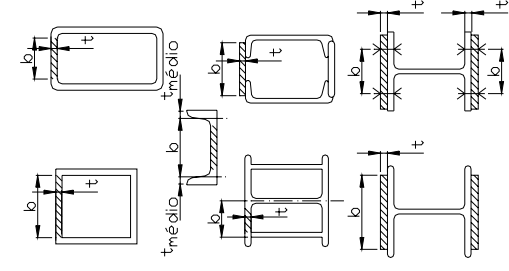
5.1.2 Relações largura/espessura em elementos comprimidos

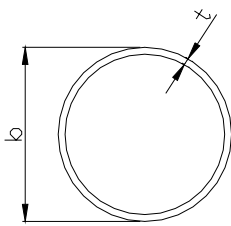
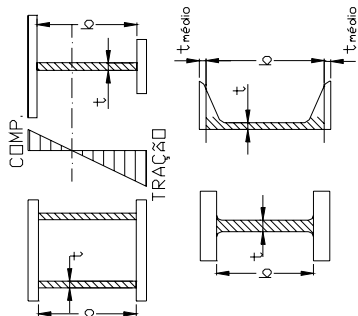
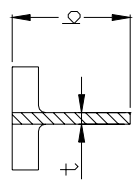
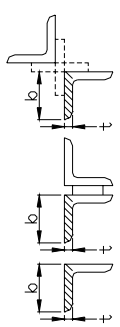
5.1.2.1 Classificação dos elementos de uma seção

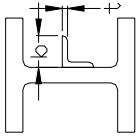
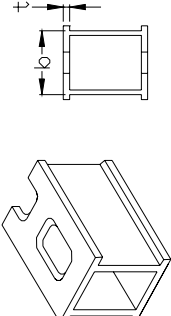
Para efeito desta Norma, as seções são designadas por classe 1, 2, 3 ou 4, dependendo da relação largura/espessura de seus elementos componentes sujeitos à compressão uniforme ou não, conforme Tabela 1. O significado dessas classes é dado na Tabela 2. As seções classe 1, na análise plástica, deverão ter um eixo de simetria no plano do carregamento quando sujeitas à flexão, e deverão ser duplamente simétricas quando sujeitas à compressão.

/TABELAS 1 E 2

TABELA 1 – Valores limites das relações largura/espessura

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção ^(a)	$(b/t)_{\max}$	f_y			Aplicações/ Limitações
						$f_y=250$	$f_y=290$	$f_y=345$	
1	Mesas de perfis "I", "H" e "T". Abas em projeção de cantoneiras duplas ligadas continuamente		1	Me N	$0,30 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	8,5	8	7	Aplicáveis somente a perfis "I" e "H"
			2	M	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	11	10	9	
			3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13	
2	Mesas de perfis "U"		1	—	Não aplicável	—	—	—	
			2	M	$0,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	11	10	9	
			3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13	
3	Mesas de seção caixão quadradas e retangulares, ou de seções tubulares com paredes de espessura uniforme; almas de perfis "U"; chapas contínuas de reforço de mesas, entre linhas de parafusos ou soldas. Todos esses elementos sujeitos à compressão		1	Me N	$0,94 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	27	25	23	Perfis tubulares
			2	Me N	$112 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	32	30	27	Exceto perfis "U"
				M	$112 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	32	30	27	
3			3	N	$1,38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	40	37	34	Perfis tubulares
					$1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	42	39	36	

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção	(b/t) _{máx}	f _y			Aplicações/ Limitações
						f _y =250	f _y =290	f _y =345	
4	Elementos tubulares de seção circular.		1	M e N	$0,064 \frac{E}{f_y}$	52	45	38	
			2	M	$0,087 \frac{E}{f_y}$	71	62	52	
			3	N	$0,11 \frac{E}{f_y}$	90	78	65	
5	Almas sujeitas à compressão, uniforme ou não, contidas ao longo de ambas as bordas longitudinais. A flexão considerada é relativa ao eixo perpendicular à alma, e a maior tensão de		1 ^(b)	M	$2,35 \frac{E}{f_y}$	67	63	57	Para: N _d /(φ _c N _y) ≤ 234
			2 ^(b)	M e N	$2,35 \frac{E}{f_y} \left(1 - 160 \frac{N_d}{\phi_c N_y} \right)$	—	—	—	Para: 234 > N _d /(φ _c N _y)
					$1,47 \frac{E}{f_y}$	42	39	36	
			3	N	$3,50 \frac{E}{f_y}$	100	93	85	
					$3,50 \frac{E}{f_y} \left(1 - 280 \frac{N_d}{\phi_c N_y} \right)$	—	—	—	Para: N _d /(φ _c N _y) ≤ 207
3	N	$1,47 \frac{E}{f_y}$	42	39	36	Para: 207 > N _d /(φ _c N _y)			
6	Almas de perfis "T".		3	N	$0,74 \frac{E}{f_y}$	21	20	18	
			3	N	$0,44 \frac{E}{f_y}$	13	12	11	
7	Abas de cantoneiras simples; abas de cantoneiras duplas providas		3	N					

Casos	Descrição do elemento	Elementos	Classe	Tipo de solicitação na seção	$(b/t)_{\max}$	Aplicações/ Limitações		
						$f_y=250$	$f_y=290$	$f_y=345$
8	Abas em projeção de cantoneira ligadas continuamente com o perfil principal; enrijecedores de		3	N	$0,55 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	16	15	13
9	Larguras não suportadas de chapas perfuradas de mesas com sucessão de aberturas de acesso.		3	N	$1,85 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	53	49	45

Notas: (a) N = Força Normal

M = Momento fletor

(b) $\phi_c = 0,90$; N_d = Força normal de compressão de cálculo

TABELA 2 – Significado das classes

Classe	
1	Seções que permitem que seja atingido o momento de plastificação e a subsequente redistribuição de momentos fletores (portanto, adequadas para análise plástica).
2	Seções que permitem que seja atingido o momento de plastificação, mas não a redistribuição de momentos fletores.
3	Seções cujos elementos componentes não sofrem flambagem local no regime elástico, quando sujeitas às solicitações indicadas na Tabela 1, podendo, entretanto, sofrer flambagem inelástica.
4	Seções cujos elementos componentes podem sofrer flambagem no regime elástico, devido às solicitações indicadas na Tabela 1.

Nota: Para as classes 1 e 2 as ligações entre flanges e alma têm que ser contínuas.

5.1.2.2 Largura e espessura

5.1.2.2.1 Para elementos comprimidos não enrijecidos, que são aqueles que apresentam uma borda livre paralela à direção da tensão normal de compressão, a largura deve ser tomada da seguinte forma (ver Tabela 1)

- a) para chapas, a largura “b” e a distância da borda livre até a solda de ligação com o perfil principal;
- b) para abas de cantoneiras e mesas de perfis “U” e “Z”, a largura “b” e a dimensão nominal total; para almas de perfis “T” a largura “b” é igual à altura do perfil;
- c) para mesas de perfis “I” ou “H” e “T”, a largura “b” é a metade da largura nominal total.

5.1.2.2.2 Para elementos comprimidos enrijecidos, que são aqueles que apresentam duas bordas suportadas lateralmente em toda a sua extensão, paralelas à direção da tensão normal de compressão, a largura deve ser tomada da seguinte forma (ver Tabela 1):

- a) para chapas de reforço de mesas, a largura “b” é a distância entre as linhas de solda;
- b) para mesas de perfis caixão, a largura “b” é a distância livre entre linhas de solda das almas com as mesas;
- c) para almas de perfis soldados ou laminados, a largura “b” é a distância entre faces internas de mesas;
- d) para mesas de perfis tubulares retangulares, a largura “b” é igual à distância livre entre almas.

Nota: Para perfis laminados, quando a solicitação for apenas força normal de

compressão, no cálculo da largura de elementos enrijecidos poderão ser descontados raios internos de concordância entre mesa e alma,

5.1.2.2.3 A espessura de elementos enrijecidos ou não enrijecidos é a espessura nominal desses elementos. Para perfis laminados, com mesas de faces não paralelas, a espessura nominal destas mesas é tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma.

5.1.3 Ligações e fadiga

Para estados limites associados a problemas locais em ligações, ver Capítulo 7; para peças sujeitas à fadiga, ver Anexo M.

5.2 Barras tracionadas

5.2.1 Generalidades

O presente item é aplicável a barras prismáticas sujeitas à tração provocada por cargas estáticas, agindo segundo o eixo que passa pelos centros de gravidade das seções transversais. Para barras sujeitas à flexo-tração, ver 5.6.1.

5.2.2 Áreas de cálculo

Devem ser determinadas conforme item 5.1.1.

5.2.3 Resistência de cálculo

Exceto nos casos da nota, a resistência de cálculo " $\phi_t N_n$ " a ser usada no dimensionamento é o menor dos valores obtidos de acordo com os estados limites de escoamento da seção bruta e ruptura da seção líquida efetiva.

a) para o estado limite de escoamento da seção bruta:

$$\phi_t = 0,90$$
$$N_n = A_g f_y$$

b) para o estado limite de ruptura da seção líquida efetiva:

$$\phi_t = 0,75$$
$$N_n = A_e f_u$$

Nota: Para resistência de cálculo à tração de barras ligadas por pinos e barras com extremidades rosqueadas, ver, respectivamente, 5.2.5 e 7.3.2.2. Para resistência de cálculo à tração de elementos de ligação, ver 7.5.

5.2.4 Barras compostas tracionadas

O espaçamento longitudinal entre parafusos e soldas intermitentes de filete, ligando uma chapa a um perfil laminado, ou duas chapas em contato, não pode ser maior que $24t$, sendo " t " a espessura da chapa mais delgada, nem maior que 300 mm. O espaçamento longitudinal entre parafusos e soldas intermitentes, ligando dois ou mais perfis em contato, não pode ser maior que 600 mm. 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 " l/r " de qualquer perfil ou chapa, entre estas ligações

não ultrapasse 240.

5.2.4.2 Nas barras compostas tracionadas podem ser usadas, nas faces abertas, chapas contínuas com aberturas de acesso ou chapas intermitentes de ligação. Estas chapas intermitentes devem ter um comprimento não inferior a 2/3 da distância entre linhas de parafusos ou soldas que as ligam aos componentes principais da barra. A espessura de tais chapas não pode ser inferior a 1/50 da distância entre essas linhas. O espaçamento longitudinal entre parafusos ou soldas intermitentes nessas chapas de ligação não pode ser maior que 150 mm. O 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 240.

Nota: As limitações impostas ao dimensionamento de barras compostas tracionadas estão ilustradas na Figura 1.

5.2.5 Barras ligadas por pinos

a) Olhais (ver Figura 2):

- os olhais são peças para ligações por pinos, devendo ter espessura uniforme sem reforço adicional na região de passagem do pino;
- a cabeça do olhal deve ter contorno circular, concêntrico com o furo de passagem do pino;
- o raio da concordância entre a cabeça e o corpo do olhal deve ser igual ou superior ao diâmetro externo da cabeça do olhal;
 - a largura da chapa do corpo não pode ser maior que 8 vezes sua espessura, que, por sua vez, não pode ser inferior a 13 mm;
 - a área líquida da seção da cabeça do olhal, através do furo de passagem do pino, transversal ao eixo da peça, não pode ser inferior a 1,33 vezes a área da seção transversal do corpo, nem superior a 1,5 vezes essa mesma área;
 - o diâmetro do pino não pode ser inferior a 88% da largura da do corpo do olhal, e a folga do pino no furo não pode ser maior 0,8 mm;
 - para aços estruturais com tensão de escoamento superior a 420 MPa, o diâmetro do furo não pode ser maior que 5 vezes a espessura da chapa do olhal.

A resistência de cálculo à tração, de olhais que atendem aos requisitos anteriores, é determinada conforme 5.2.3 a) sendo $A_g = bt$.

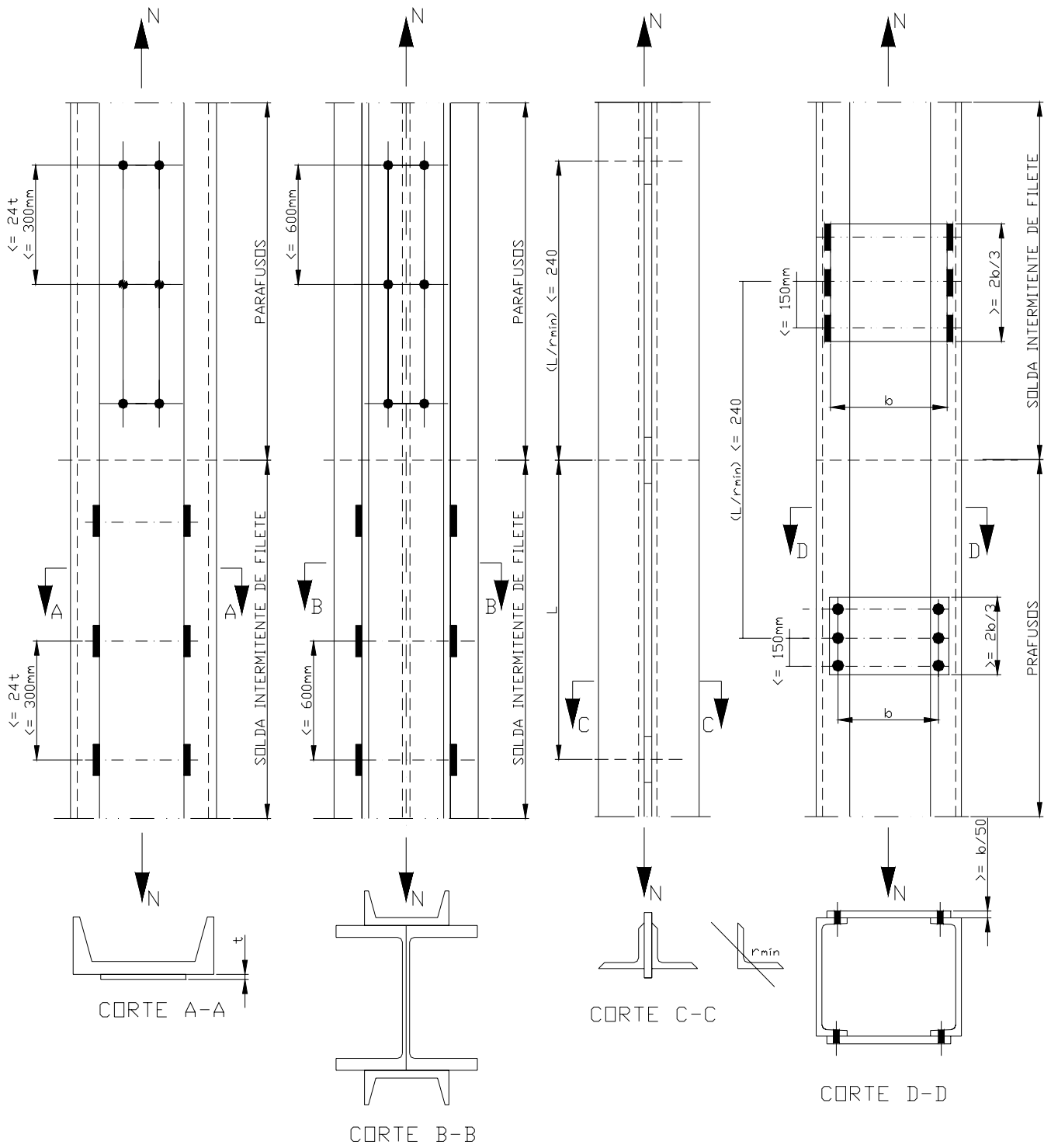


Figura 1 - Barras compostas tracionadas

b) Chapas e elementos ligados por pinos (ver Figura 3).

- nas ligações por pinos, de chapas que não sejam olhais, a resistência de cálculo à tração de tais chapas, baseada no estado limite escoamento da seção líquida efetiva é $\phi_t N_n$, onde:

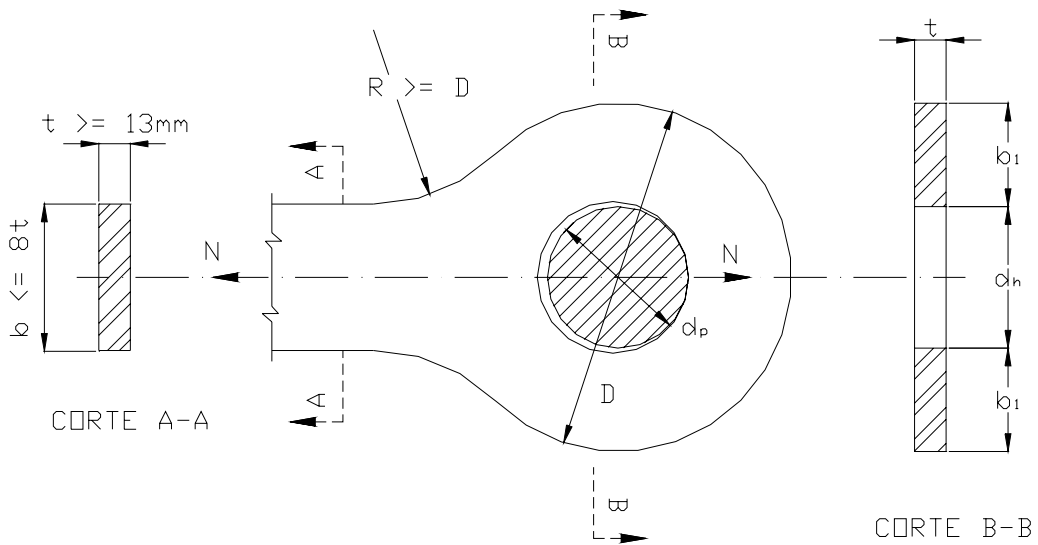
$$\phi_t = 0,90$$

$$N_n = A_e f_y = 0,75 A_n f_y$$

$$A_n = 2b_1 t_1$$

Para resistência de cálculo à pressão de contato, ver item 7.6.1.

- a área líquida da seção entre a borda do furo e a borda da chapa, medida paralelamente ao eixo longitudinal não pode ser inferior a 2/3 da área líquida da seção transversal que passa pelo furo;
- a distância transversal da borda do furo de passagem do pino à borda da chapa não pode ser maior que 4 vezes a espessura desta chapa;
- o diâmetro do furo de passagem do pino não pode ser inferior a 1,25 vezes a menor das distâncias da borda do furo à borda da chapa;
- a folga do pino no furo não pode ser maior que 0,8 mm. Os cantos da peça, além do furo de passagem do pino, podem ser cortados em ângulos de 45° em relação ao eixo longitudinal, desde que a área útil 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;
- para aços estruturais com tensão de escoamento superior a 420 MPa, o diâmetro do furo não pode ser maior que 5 vezes a espessura da chapa.



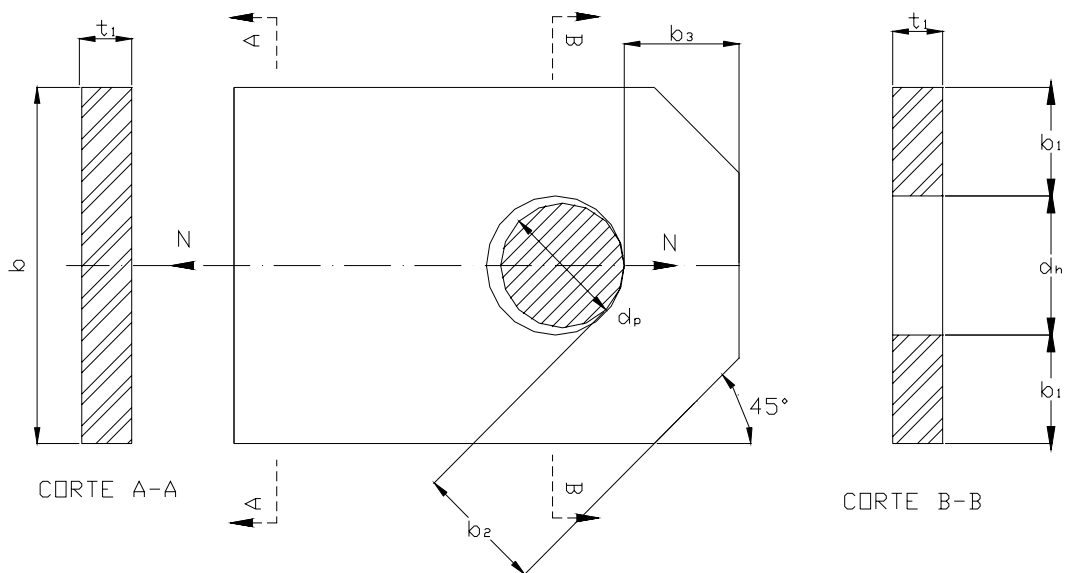
$$d_p \geq 0,88b$$

$$0,67b \leq b_1 \leq 0,75b$$

$$d_h \leq d_p + 0,8\text{mm}$$

$$d_h \leq 5t \text{ para } f_y \geq 420 \text{ MPa}$$

Figura 2 - Olhal



$$b_1 \leq 4t_1$$

$$b_2 \geq 1,33b_1$$

$$b_3 \geq 1,33b_1$$

$$d_h \geq 1,25b_1$$

$$d_h \leq \begin{cases} d_p + 0,8\text{mm} \\ 5t_1 \text{ para } f_y \geq 420 \text{ MPa} \end{cases}$$

Figura 3 - Chapa ligada por pino

5.2.6 Índice de esbeltez limite

O índice a esbeltez “ ℓ/r ” a barras tracionadas, excetuando-se tirantes de barras redondas pré-tensionadas, não pode, em princípio, exceder os seguintes valores limites:

- a) 240 para barras principais;
- b) 300 para barras secundárias.

5.3 Barras comprimidas

5.3.1 Generalidades

O presente item é aplicável a barras prismáticas sujeitas à compressão provocada por cargas agindo segundo o eixo que passa pelos centros de gravidade das seções transversais. Para seções simétricas sujeitas à flexo-compressão, ver 5.6.1.

5.3.2 Comprimento efetivo de flambagem

O parâmetro de flambagem “K”, que determina o comprimento efetivo da flambagem da barra, pode ser determinado por análise de estabilidade ou segundo as recomendações de 4.9.2 e dos anexos H e I.

5.3.3 Análise plástica de seções

A análise plástica, de acordo com as limitações de 4.9.3 é permitida se o parâmetro de esbeltez “ λ ” definido no item 5.3.4.1 não ultrapassar 1,4K.

5.3.4 Resistência de cálculo – flambagem por flexão

5.3.4.1 A resistência de cálculo de barras axialmente comprimidas sujeitas à flambagem por flexão é dada por “ $\phi_c N_n$ ” onde $\phi_c = 0,90$ e a resistência nominal N_n é igual a:

$$N_n = \rho Q N_y = \rho Q A_g f_y$$

Valores aproximados de ρ são dados pelas fórmulas a seguir e valores mais precisos estão indicados na Tabela 4 e na Figura 4

$$\rho = 1,00 \quad \text{para } 0 \leq \bar{\lambda} < 0,20$$

$$\rho = \beta - \sqrt{\beta^2 - \frac{1}{\bar{\lambda}^2}} \quad \text{para } \bar{\lambda} > 0,20$$

$$\beta = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left[1 + \alpha \sqrt{\bar{\lambda}^2 - 0,04 + \bar{\lambda}^2} \right]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{K\ell}{r} \cdot \sqrt{\frac{Qf_y}{E}}$$

5.3.4.2 Os valores de “ α ” variam de acordo com os tipos de seção e eixos de flambagem, de acordo com a Tabela 3,

$$\alpha = 0,158 \text{ para a curva “a”}$$

$\alpha = 0,281$ para a curva "b"

$\alpha = 0,384$ para a curva "c"

$\alpha = 0,572$ para a curva "d"

K = parâmetro de flambagem (ver 5.3.2)

l = comprimento real, não contraventado. O comprimento não contraventado pode variar para diferentes eixos de referência da seção transversal da barra comprimida ($l_x \neq l_y$). Em edifícios de andares múltiplos, o comprimento não contraventado de pilares é igual à distância entre os eixos das vigas de dois pavimentos sucessivos. No andar térreo ou em edifícios de um andar, esse comprimento deve ser medido a partir do topo da fundação, quando esta for rígida

r = raio de giração da seção transversal bruta, relativo ao eixo em torno do qual se dá a flambagem

Q = 1,0 para seções cujos elementos tem relações b/t iguais ou inferiores às dadas na Tabela 1 para seções classe 3, solicitadas por força normal. Não se cumprindo esta condição tem-se $Q < 1,0$ (ver Anexo E)

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

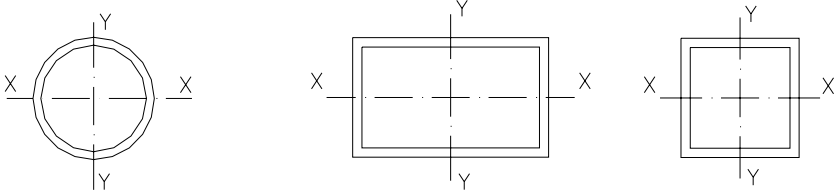
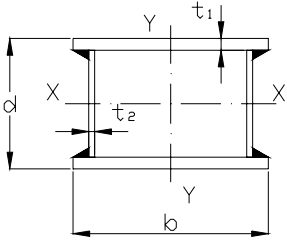
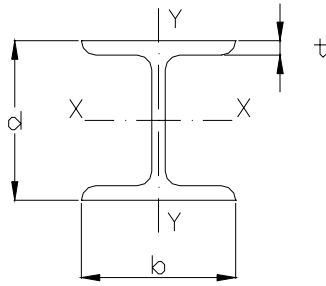
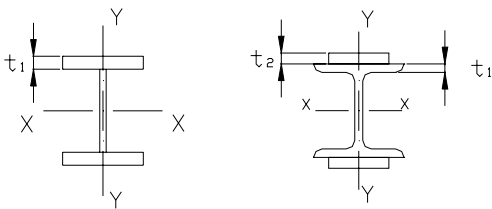
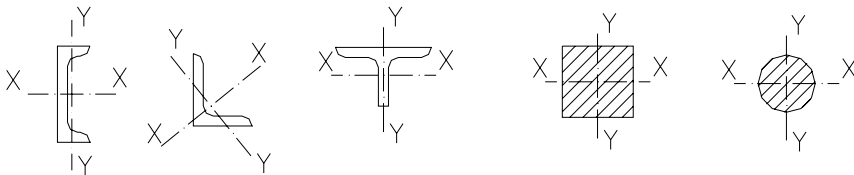
Nota: Todos os elementos componentes de barras compostas comprimidas devem ter relações largura/espessura inferiores ou iguais aos valores $(b/t)_{máx}$, dados na Tabela 1 para seções classe 3, sujeitas à força normal de compressão.

5.3.6.1 Nas extremidades de barras compostas comprimidas apoiadas em placas 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 igual a 1,5 vezes a maior largura da barra.

5.3.6.2 Ao longo do comprimento de barras compostas, o espaçamento longitudinal entre soldas intermitentes ou parafusos deve ser adequado para a transferência de solicitações. Nos casos onde a barra composta possui chapas externas aos perfis, o espaçamento máximo não pode ultrapassar $0,74t\sqrt{E/f_y}$ nem 300 mm, sendo a espessura da chapa externa mais delgada, devendo existir parafusos em todas as linhas longitudinais de furação na seção transversal ou soldas intermitentes ao longo das bordas dos componentes da seção.

/TABELA 3

TABELA 3 – Curvas de Flambagem

Seção transversal		Flambagem em torno do eixo	Curva de flambagem (A)
Perfil tubular 		x – x y – y	a
Perfil caixão soldado 	Soldas de grande espessura $b/t < 30$	x – x	c
	$d/t_2 < 30$	y – y	
Outros casos		x – x y – y	b
Perfis "I" ou "H" laminados 	$d/b > 1,2$ $40\text{mm} \leq t \leq$	x – x y – y	a b (a)
	$d/b \leq 1,2$ $40\text{mm} \leq t \leq$	x – x y – y	b (a) c (b)
	$t > 40\text{mm}$	x – x y – y	d
Perfis "I" ou "H" soldados 	$t_i \leq 40\text{mm}$	x – x y – y	b c
	$t_i > 40\text{mm}$	x – x y – y	c d
"U", "L", "T" e perfis de seção cheia 		x – x y – y	c

(A) Ver figura 4

Notas: a) Seções não incluídas na Tabela devem ser classificadas de forma análoga.

b) As curvas de flambagem indicadas entre parênteses podem ser adotadas para aços de alta resistência, com $f_y > 430\text{MPa}$.

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

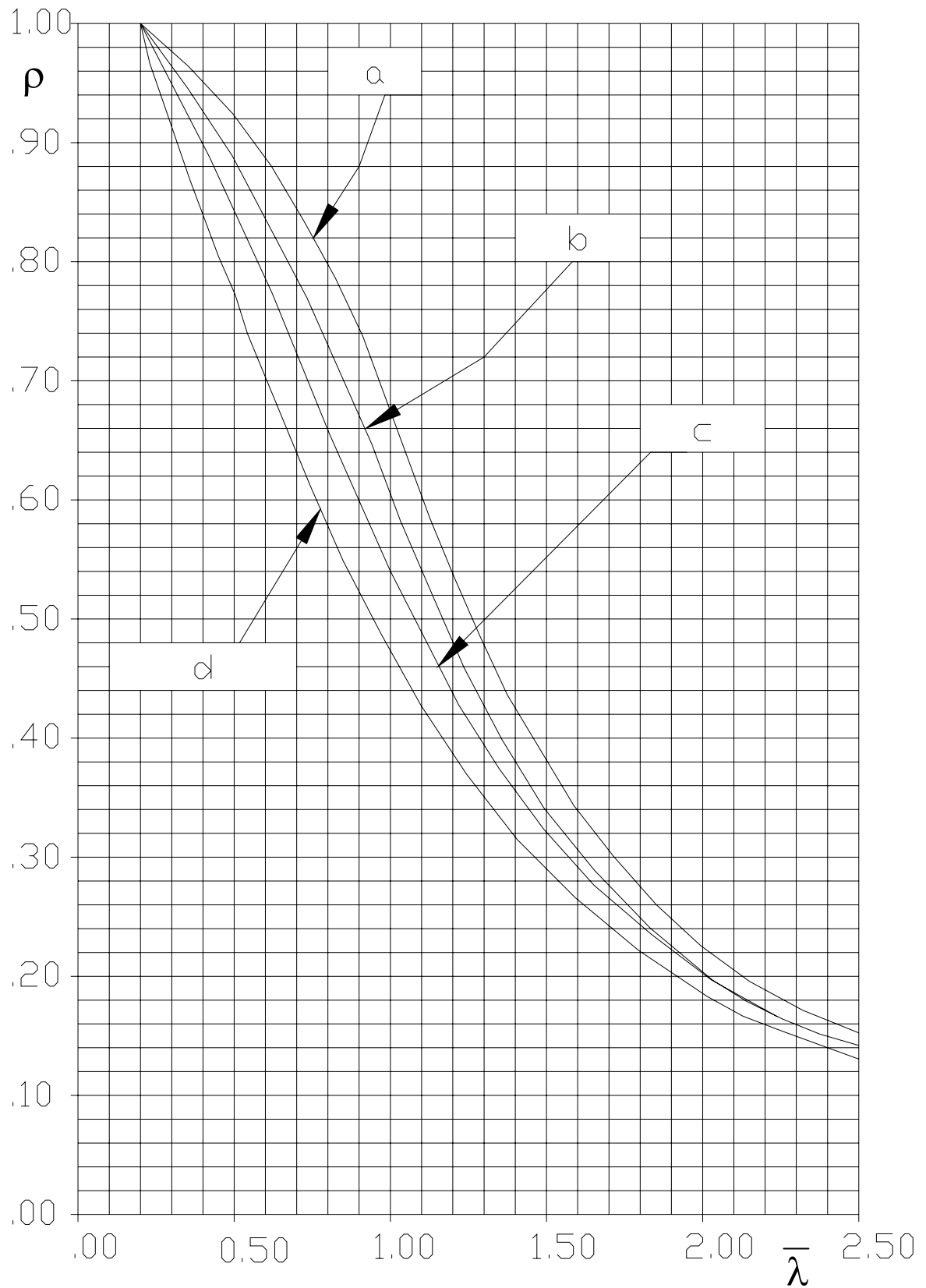


Figura 4 - Curvas de flambagem (ver Tabela 3)

5.3.6.3 Quando os parafusos ou soldas intermitentes forem defasados, o espaçamento máximo em cada linha de furação ou de solda não pode ultrapassar $1,1t\sqrt{(E/f_y)}$, sendo “t” a espessura da chapa externa mais delgada, nem pode ser maior que 450mm. O espaçamento longitudinal máximo entre parafusos ou soldas intermitentes que ligam dois perfis laminados em contato não pode ser maior que 600. Além disto, 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 $\frac{1}{4}$ ou a $\frac{1}{2}$ do índice de esbeltez da barra como um todo, para construção parafusada ou soldada, respectivamente, 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 raio de giração mínimo do perfil.

5.3.6.4 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 pontos intermediários da barra caso haja interrupção do travejamento. As chapas nas extremidades da barra devem se estender o quanto possível até as seções do início e do fim da mesma. Tais 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, em ambos os casos, não pode ser inferior a $\frac{1}{50}$ 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 $\frac{1}{3}$ do comprimento da chapa.

5.3.6.5 Os elementos do travejamento em treliça, sejam eles barras chatas, cantoneiras, perfis “U” ou outros perfis usados como travejamento, devem ser dispostos de tal forma que o índice de esbeltez “ l/r ” do componente principal, entre os pontos de ligação desse 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 de cálculo, normal ao eixo da barra, igual a 2% da força de compressão de cálculo que age na barra.

O índice de esbeltez “ l/r ” dos elementos de travejamento não pode ser maior que 140.

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 em “X” deve existir uma ligação entre os elementos de travejamento, na interseção dos mesmos.

O ângulo de inclinação desses elementos de travejamento em relação ao eixo longitudinal da barra, de preferência, não pode ser inferior a 60° para arranjo simples e 45° para arranjo em “X”.

Quando a distância transversal entre as linhas de parafusos ou soldas que ligam o travejamento aos componentes principais for superior a 380 mm, os elementos de travejamento devem ser dispostos em “X” ou constituídos de cantoneiras.

5.3.6.6 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) a relação “ b/t ” seja limitada de acordo com a última linha da Tabela 1;
- 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 40 mm, em todo o seu perímetro.

5.3.6.7 As limitações impostas ao dimensionamento de barras compostas comprimidas estão ilustradas nas Figuras 5 e 6. 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 carga de flambagem devida à distorção por cisalhamento não pode ser desprezada.

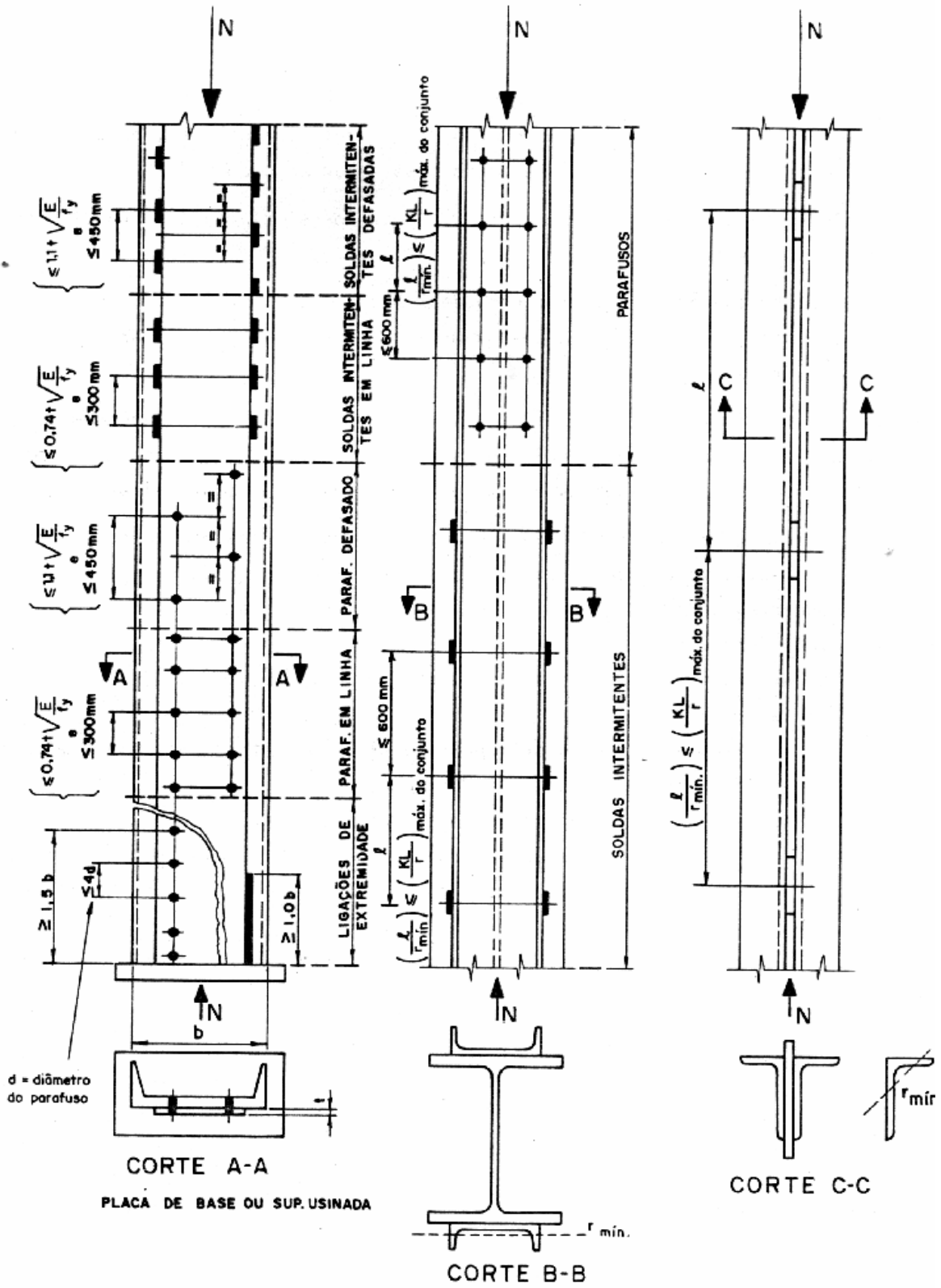


Figura 5 - Barras compostas comprimidas

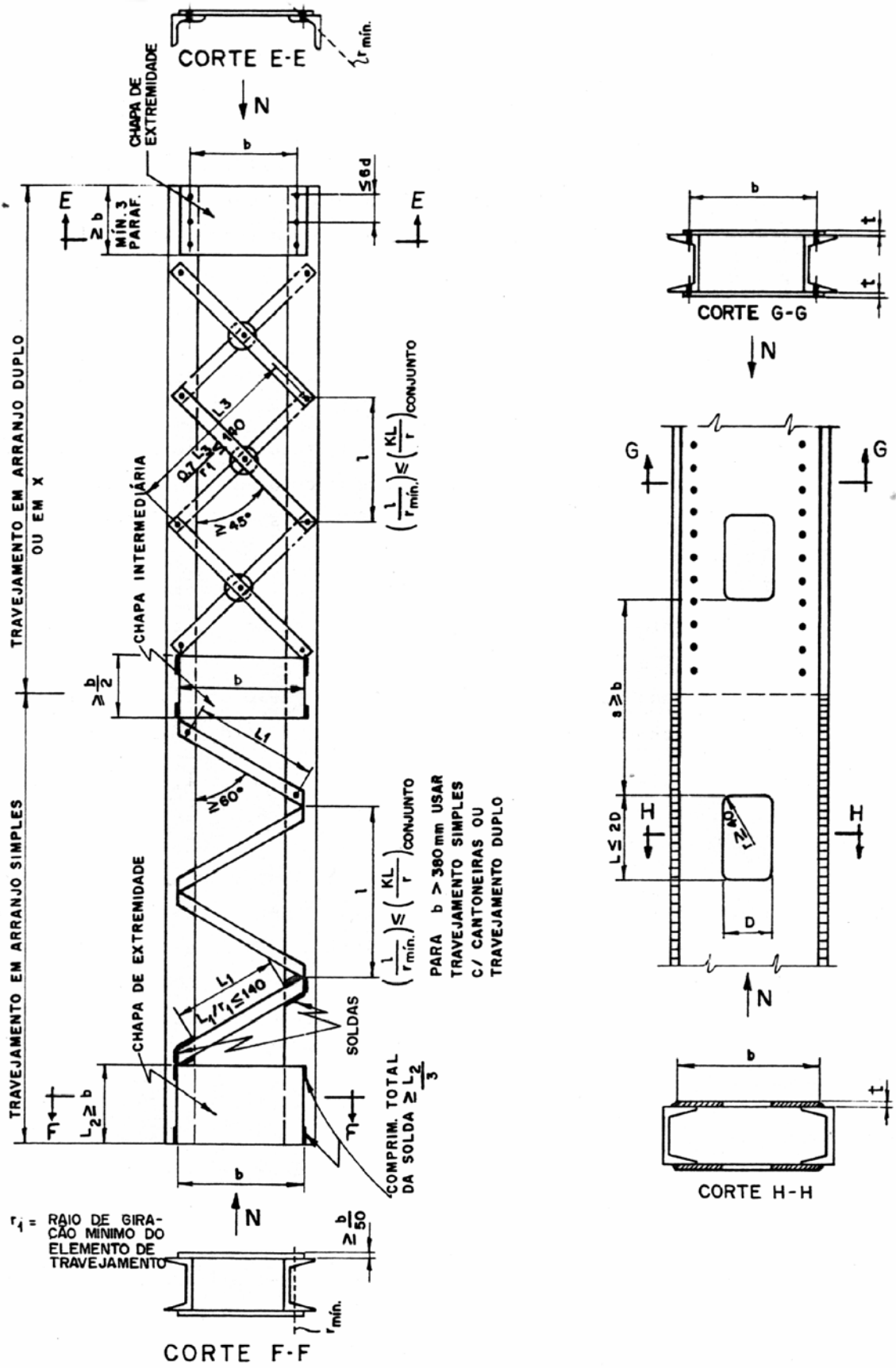


Figura 6 - Barras compostas comprimidas

5.3.7 Flambagem por flexo-torção

Barras comprimidas cuja seção transversal seja assimétrica ou tenha apenas um eixo de simetria, barras cuja seção tenha $C_w = 0$ (p.ex., seção cruciforme), barras com grandes comprimentos livres à torção, bem como barras cuja seção transversal apresente elementos com valores elevados das relações “b/t” estão sujeitas aos estados limites de flambagem por torção ou flexo-torção. Ver Anexo J para a determinação das resistências de cálculo correspondentes a esses estados limites

5.4 Barras fletidas – momento fletor

5.4.1 Generalidades

5.4.1.1 O presente item é aplicável ao dimensionamento de barras prismáticas fletidas cujas seções transversais são listadas a seguir.

- “I”, “H” e caixão duplamente simétricas, tubulares de seção circular, “U” simétrica em relação ao eixo perpendicular à alma - todas contendo apenas elementos com relações “b/t” iguais ou inferiores às dadas na Tabela 1 para seções classe 2;
- seções cheias, podendo ser redondas, quadradas ou retangulares. O carregamento deve sempre estar em um plano de simetria, exceto no caso de perfis “U” fletidos em relação ao eixo perpendicular a alma, quando o plano de carregamento deve passar pelo centro de torção. Para uma abordagem mais completa de barras fletidas, ver Anexo D.

5.4.1.2 Para barras sujeitas à flexão composta, ver item 5.6.1, para seções não simétricas e barras sujeitas a flexo-torção, ver item 5.6.2.

5.4.1.3 Limitações

5.4.1.3.1 Quando a determinação de esforços solicitantes, deslocamentos, flechas, etc. é feita com base no comportamento elástico, não pode ser usado resistência nominal “ M_n ” ao momento fletor maior do que $1,25 W_{fy}$, sendo “W” o módulo resistente elástico mínimo da seção, ainda que se obtenha um valor maior de “ M_n ” através dos itens seguintes.

5.4.1.3.2 Os valores da resistência nominal ao momento fletor para o estado limite de flambagem lateral com torção (FLT) foram deduzidos para aplicação das forças externas no centro de cisalhamento da seção; não podendo ser usadas quando houver forças desestabilizantes, isto é, forças cuja linhas de ação se afasta do centro de cisalhamento durante a FLT, no sentido que tende a aumentar a torção (consultar bibliografia especializada).

5.4.2 Propriedades da seção

Vigas laminadas ou soldadas, com ou sem chapas de reforço de mesa, normalmente são dimensionadas com base nas propriedades da seção bruta. Não são feitas deduções para levar em conta a existência de furos para parafusos de oficina ou de montagem, em qualquer das mesas da viga, exceto nos casos onde a redução de área devida a esses furos, em qualquer das mesas, de acordo com 5.1.1.2, ultrapassa 15% da área bruta da mesa, quando é necessário deduzir o que exceder esse valor.

5.4.3 Contenção lateral de barras para análise plástica

5.4.3.1 As barras de uma estrutura, fletidas em relação ao eixo de maior inércia, em que os esforços solicitantes forem terminados por análise plástica, devem obedecer às prescrições definidas em 4.9.3, e devem ser contidas lateralmente de forma a impedir o deslocamento lateral e a torção nos locais de rótulas plásticas.

5.4.3.2 O comprimento não contido lateralmente " L_b " tomado da seção de formação de rótula plástica, adequadamente contida, à seção adjacente mais próxima, na mesma barra e contida de forma análoga, não pode ultrapassar " L_{pd} ", dado a seguir para perfis "I", "H" e caixão e de seção retangular cheia, todos duplamente simétricos.

$$L_{pd} = \left(\frac{9480}{f_y} + 25 \right) \cdot r_y, \text{ para } +1,0 > \frac{M_1}{M_2} > -0,5$$

$$L_{pd} = \frac{9480}{f_y} \cdot r_y, \text{ para } -0,5 \geq \frac{M_1}{M_2} > -1,0$$

r_y = raio de giração relativo ao eixo de menor inércia (a unidade de L_{pd} será a mesma de r_y)

f_y = tensão de escoamento em MPa.

M_1/M_2 = relação entre o menor e o maior momento fletor de cálculo nas extremidades do comprimento destravado " L_b " para a combinação de ações analisada.

Nota: A relação M_1/M_2 é positiva quando a barra está sujeita à curvatura reversa, e negativa para curvatura simples.

5.4.3.3 Na região da última rótula plástica a se formar e nas regiões não adjacentes a uma rótula plástica o comprimento não contido lateralmente " L_b " não pode de ultrapassar a " L_p " dado a seguir:

a) para perfis "I" e "H" com dois eixos de simetria:

$$L_p = 1,75 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

b) para seções cheias retangulares e para perfis caixão duplamente simétricos:

$$L_p = \frac{0,13 E r_y}{M_{p\ell}} \sqrt{I_T A}$$

$M_{p\ell} = Z f_y$ sendo Z o módulo resistente plástico relativo ao eixo de flexão.

5.4.3.4 Não há limitações do valor de " L_b " para barras de seção cheia quadrada ou circular nem para os perfis citados em 5.4.3.2, quando fletidos em relação ao eixo de menor inércia.

5.4.4 Resistência de cálculo ao momento fletor – Vigas com contenção lateral contínua e vigas a cujas seções não se aplica o estado limite de flambagem lateral com torção

Neste caso, observados os itens 5.4.1.1 e 5.4.1.3, a resistência de cálculo ao momento fletor é dada por “ $\phi_b M_n$ ”, onde $\phi_b = 0,90$ e a resistência nominal “ M_n ”

$$M_n = M_{p\ell} = f_y Z$$

Z = módulo resistente plástico relativo ao eixo de flexão.

Nota: O estado limite de flambagem lateral com torção não se aplica às seções listadas em 5.4.1.1, desde que sejam fletidas em relação ao eixo de menor inércia quando $I_x \neq I_y$; neste caso, para mesas de perfis "I", "H" e "U", usar a Tabela 1 como se estas mesas fossem uniformemente comprimidas.

5.4.5 Resistência de cálculo ao momento fletor - Vigas com contenção lateral descontínua - Estado limite de flambagem lateral com torção

Observados os itens 5.4.1.1 e 5.4.1.3, para seções com $I_x \neq I_y$, fletidas em relação ao eixo de maior inércia, a resistência de cálculo ao momento fletor é dada por “ $\phi_b M_n$ ”, onde $\phi_b = 0,90$ e “ M_n ” é a resistência nominal calculada conforme 5.4.5.1, 5.4.5.2 ou 5.4.5.3, em função do comprimento sem contenção lateral “ L_b ”

5.4.5.1 Para $L_b \leq L_p$

$$M_n = M_{p\ell}$$

Seções	“ L_p ”
“I” e “H” com dois eixos de simetria e “U”	$1,75 r_y \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
retangular cheia e caixão	$\frac{0,13 E r_y}{M_{p\ell}} \sqrt{I_T A}$

5.4.5.2 Para $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_{p\ell} - (M_{p\ell} - M_r)$$

Seções	"L _r "	"M _r "
"I" e "H" com dois eixos de simetria	$\frac{19,9 r_T^2 d/A_f}{X} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X^2}}$ $X = \frac{40,75}{C_b E} (f_y - f_r) (r_T d/A_f)^2$	$W_x (f_y - f_r)$
"U"	$\frac{0,69 E C_b}{(f_y - f_r) d/A_f}$	$W_x (f_y - f_r)$
retangular cheia e caixão	$\frac{1,95 C_b E r_y \sqrt{I_T A}}{M_r}$	$W_x f_y$ (retangular cheia) $W_x (f_y - f_r)$ (caixão)

Nota: Para valor mais exato de L_r, para seções "I", ver Anexo D.

5.4.5.3 Para L_b > L_r

$$M_n = M_{cr}$$

Seções	M _{cr}
"I" e "H" com dois eixos de simetria	$C_b W_x \sqrt{f_1^2 + f_2^2}$ $f_1 = \frac{0,69E}{L_b d/A_f}$ $f_2 = \frac{9,70E}{(L_b/r_T)^2}$
"U"	$\frac{0,69 E C_b W_x}{L_b d/A_f}$
retangular cheia e caixão	$\frac{1,95 E C_b r_y \sqrt{I_T A}}{L_b}$

Nota: Para valor mais exato de M_{cr}, para seções "I", ver Anexo D.

Nos itens 5.4.5.1, 5.4.5.2 e 5.4.5.3, tem-se:

W_x = módulo resistente elástico relativo ao eixo de flexão

r_T = raio de giração, relativo ao eixo de menor inércia, da seção formada pela mesa comprimida mais 1/3 da região comprimida da alma.

d = distância entre faces externas das mesas (altura da seção)

A_f = área da mesa comprimida

f_r = tensão residual, considerada igual a 115 MPa

r_y = raio de giração da seção transversal relativo ao eixo de menor inércia

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3, \text{ onde}$$

"M₁" é o menor e "M₂" o maior dos dois momentos fletores de cálculo nas extremidades do trecho não contido lateralmente. A relação M₁/M₂ é positiva

quando esses momentos provocarem curvatura reversa, e negativa em caso de curvatura simples.

Quando o momento fletor em alguma seção intermediária for superior, em valor absoluto, a M_1 e M_2 , C_b deve ser tomado igual a 1,0. Também no caso de balanços C_b deverá ser tomado igual a 1,0.

Nota: A expressão dada para a determinação de C_b pressupõe que o diagrama de momentos fletores se aproxime de uma linha reta entre M_1 e M_2 . Caso isto não ocorra, tal expressão poderá conduzir a valores de C_b superiores aos corretos. Em qualquer caso o valor $C_b = 1,0$ será o correto ou estará a favor da segurança.

5.5 Barras fletidas - Força cortante

5.5.1 Generalidades

O presente item é aplicável a barras fletidas, prismáticas, cuja seção transversal possui um ou dois eixos de simetria, sujeitas a forças cortantes agindo no plano de simetria ou no plano que passa pelo centro de torção e é perpendicular ao eixo de simetria, no caso de perfis "U" fletidos em relação a este eixo. Para almas de perfis "I", "H", "U" e perfis caixão, quando o estado limite for o de colapso por rasgamento em ligações de extremidade, ver 7.5.3.2. Para área líquida efetiva de cisalhamento, ver 5.1.1.4.

5.5.2 Resistência de cálculo à força cortante de almas de perfis "I", "H", "U" e perfis caixão

A resistência de cálculo de almas à força cortante, de perfis "I", "H", "U" e perfis caixão fletidos em relação ao eixo perpendicular à alma, é " $\phi_v V_n$ ", onde $\phi_v = 0,90$ e a resistência nominal " V_n " é determinada como a seguir:

- a) para $\lambda \leq \lambda_p$ $V_n = V_{p\ell}$
- b) para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ $V_n = \frac{\lambda_p}{\lambda} V_{p\ell}$
- c) para $\lambda > \lambda_r$ $V_n = 1,28 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 V_{p\ell}$

Onde:

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

$$\lambda_p = 1,08 \sqrt{\frac{kE}{f_y}}$$

$$\lambda_r = 1,40 \sqrt{\frac{kE}{f_y}}$$

$$k = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2}, \text{ para } a/h < 1$$

$$k = 5,34 + \frac{4}{(a/h)^2}, \text{ para } a/h \geq 1 \text{ (} k = 5,34 \text{ para } a/h > 3 \text{)}$$

$V_{pl} = 0,6A_w f_y$ (para análise elástica)

$V_{pl} = 0,55A_w f_y$ (para análise plástica)

a = distância entre enrijecedores transversais

h = altura livre da alma entre mesas

t_w = espessura da alma

- Notas:
- Os enrijecedores transversais devem ser soldados à alma 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 $6 t_w$.
 - As relações largura/espessura dos elementos que formam os enrijecedores não podem ultrapassar os valores dados na Tabela 1 para seções classe 3 sujeitas à força normal.
 - 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 $(h/50)^4$.
 - Quando h/t_w for igual ou superior a 260, a relação a/h não pode ultrapassar a 3 e nem a $[260/(h/t_w)]^2$.
 - Um método alternativo para a determinação da resistência de cálculo dada por 5.5.2, utilizando o conceito de campo de tração, é apresentado no Anexo G.

5.5.3 Resistência do cálculo à força cortante em outros casos

A resistência de cálculo à força cortante, para os casos não incluídos no item 5.5.2, é igual a " $\phi_v V_n$ ", onde $\phi_v = 0,90$ e a resistência nominal à força cortante é:

$V_n = 0,60 A_w f_y$ (para análise elástica)

$V_n = 0,55 A_w f_y$ (para análise plástica)

A_w é a área efetiva de cisalhamento definida em 5.1.1.4.

Nota: A resistência nominal dada em 5.5.3 pressupõe que a seção não possui elementos sujeitos à 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.

5.6 Barras sujeitas a tensões combinadas

5.6.1 Barras sujeitas à flexão composta – seções simétricas

5.6.1.1 Generalidades

O presente item é aplicável a barras prismáticas cuja seção transversal possui um ou dois eixos de simetria, sujeitas aos efeitos combinados de força normal e flexão em torno de um ou de ambos os eixos principais de inércia da seção, carregadas nos planos de simetria (como decorrência, para flexão em torno de ambos os eixos principais, é necessário que a seção seja duplamente simétrica).

Nota: Para seções assimétricas, ver Item 5.6.2.

5.6.1.2 Forças cortantes

As resistências de cálculo às forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção podem ser determinadas conforme item 5.5, em grande parte dos casos. Em certas situações, entretanto, é necessário considerar a superposição dos efeitos dessas forças cortantes na seção.

5.6.1.3 Força normal e momentos fletores

A verificação dos efeitos da força normal e dos momentos fletores é feita através de equações de interação, conforme itens 5.6.1.3.1 e 5.6.1.3.2, sendo que ambos devem ser atendidos no caso de força normal de compressão, e apenas o primeiro no caso de força normal de tração. Além das limitações impostas em 5.6.1.1, o uso das equações de interação limita-se aos casos de flexão previstos nos itens 5.4.4, 5.4.5 e Anexo D, excluindo flexão de perfis “U” em torno do eixo perpendicular à alma. As equações de interação aplicam-se, portanto, apenas às vigas não esbeltas (conforme definição dada no Anexo D).

5.6.1.3.1 Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão ou de tração:

$$\frac{N_d}{\phi N_n} + \frac{M_{dx}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{dy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1,0$$

Onde:

N_d = força normal de cálculo na barra, considerada constante, ao longo da barra, nesta Norma

M_{dx}, M_{dy} = momentos fletores de cálculo, na seção considerada, em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente

ϕN_n = $\phi_t N_n$, conforme item 5.2.3, para força normal de tração

ϕN_n = $0,9QN_y = 0,9QA_g f_y$, para força normal de compressão

Q = coeficiente definido no item 5.3.4

$\phi_b M_{nx}$ e $\phi_b M_{ny}$ = resistências de cálculo aos momentos fletores em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente, determinados conforme itens 5.4.4, 5.4.5 ou Anexo D, tomando $C_b = 1,0$ e alterando o valor de λ_p para o estado limite de flambagem local da alma de perfis “I” ou

“H” (flexão em torno do eixo de maior inércia) e caixão, quando N_d for de compressão, como a seguir:

$$\lambda_p = 3,5 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \left(1 - 2,8 \frac{N_d}{0,9N_y} \right), \text{ para } \frac{N_d}{0,9N_y} \leq 0,207$$

$$\lambda_p = 1,47 \sqrt{\frac{E}{f_y}}, \text{ para } \frac{N_d}{0,9N_y} > 0,207$$

5.6.1.3.2 Para os efeitos combinados de momentos fletores e força normal de compressão:

$$\frac{N_d}{\phi_c N_n} + \frac{C_{mx} M_{dx}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73N_{ex}} \right) \phi_b M_{nx}} + \frac{C_{my} M_{dy}}{\left(1 - \frac{N_d}{0,73N_{ey}} \right) \phi_b M_{ny}} \leq 1$$

Onde:

N_d , M_{dx} , M_{dy} , $\phi_b M_{nx}$, $\phi_b M_{ny}$ são definidos em 5.6.1.3.1

C_{mx} e C_{my} = coeficientes correspondentes à flexão em torno dos eixos, “x” e “y”, respectivamente, determinados como a seguir (todas as considerações referem-se ao plano de flexão analisado):

- para barras de estruturas indeslocáveis, não sujeitas a cargas transversais entre apoios:

$$C_m = 0,6 - 0,4 (M_1/M_2) \geq 0,4$$

sendo “ M_1/M_2 ” a relação entre o menor e o maior dos momentos fletores de cálculo, nas extremidades apoiadas da barra.

A relação “ M_1/M_2 ” é positiva quando estes momentos provocam curvatura reversa na barra, e negativa quando provocam curvatura simples.

- para barras de estruturas indeslocáveis, sujeitas a cargas transversais entre apoios, o valor de C_m pode ser determinado por análise ou ser tomado igual a 0,85 no caso de barras com ambas as extremidades engastadas e 1,0 nos demais casos.

- para barras de estruturas deslocáveis $C_m = 0,85$, caso não se faça análise de 2ª ordem. Caso esta análise seja feita, o valor de C_m será determinado como se a estrutura fosse indeslocável.

$\phi_c N_n$ = resistência de cálculo à compressão, determinada de acordo com o item 5.3.4. Para $Q < 1,0$, no cálculo dos valores de b_{ef} ao invés do item E-3.1 do Anexo E, devese usar a nota “c” referente à Tabela 28 do Anexo D; Q_a é determinado conforme item E-3.2 do Anexo E.

N_{ex} e N_{ey} = cargas de flambagem elástica por flexão em torno dos eixos “x” e “y”, respectivamente; para cada um dos eixos tem-se $N_e = A_g f_y / \lambda^2$, onde λ é determinado conforme item 5.3.4, fazendo $Q = 1,0$ e tomando-se Kl/r em relação ao eixo “x” para N_{ex} e em relação ao eixo “y” para N_{ey} .

5.6.2 Seções assimétricas sujeitas à flexão composta e seções sujeitas à torção e flexo-torção, com ou sem força normal

5.6.2.1 Generalidades

O presente item é aplicável a barras à torção simples e à flexo-torção com ou sem força normal, e a barras com seção assimétrica, sujeitas à flexão composta.

5.6.2.2 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo da barra, para os estados limites a seguir, deverá ser igual ou superior à solitação de cálculo expressa em termos de tensão normal “ f_{dn} ” ou tensão de cisalhamento “ f_{dv} ”, determinadas pela teoria de elasticidade utilizando-se as ações de cálculo. Assim:

a) para o estado limite de escoamento sob o efeito de tensão normal:

$$\phi f_y \geq f_{dn}$$

onde $\phi = 0,90$

b) para o estado limite de escoamento sob o efeito de tensão de cisalhamento:

$$0,6\phi f_y \geq f_{dv}$$

onde $\phi = 0,90$

c) para os estados limites de flambagem:

$$\phi_c f_{cr} \geq f_{dn} \text{ ou } f_{dv}, \text{ o que for aplicável}$$

onde $\phi = 0,90$

$$f_{cr} = \rho f_y \text{ para tensões normais}$$

$$f_{cr} = 0,6\rho f_y \text{ para tensões de cisalhamento}$$

“ ρ ” deve ser determinado de acordo com o item 5.3.4, tomando-se $\bar{\lambda} = \sqrt{f_y / f_e}$ para tensões normais e $\bar{\lambda} = \sqrt{0,6f_y / f_e}$ para tensões de cisalhamento; “ f_e ” é a tensão crítica (normal ou de cisalhamento) de flambagem elástica, aplicável ao estado limite de flambagem em questão, levando-se em conta, quando necessário, a interação entre flambagens locais e flambagem global.

5.7 Critérios de resistência para barras sujeitas a cargas locais

5.7.1 Generalidades

O presente item é aplicável a perfis “I”, “H” e caixão sujeitos a cargas locais entre duas seções enrijecidas, aplicadas na face externa de uma das mesas, perpendicularmente a esta face. No caso de perfis caixão a mesa carregada deverá trespassar as almas de forma que a transmissão de carga se dê através de toda a espessura das almas.

As verificações de resistência exigidas, nas situações descritas, são dadas nos itens 5.7.2, 5.7.3 e 5.7.4.

Para efeitos locais em ligações, ver item 7.1.

5.7.2 Enrugamento e flambagem da alma

Para cargas que atuam na mesa, produzindo compressão na alma, esta deve ser verificada quanto aos estados limites de enrugamento sob carga concentrada e de flambagem local.

A resistência de cálculo é igual a " ϕf_{cr} ", onde $\phi = 0,9$ e " f_{cr} " é a resistência nominal determinada como a seguir:

Para o estado limite de enrugamento sob carga concentrada $f_{cr} = 1,2 f_y$

A solicitação de cálculo é obtida dividindo a carga concentrada de cálculo " P_d " por t_w ($N + 2k$).

t_w = espessura de alma

N = comprimento, na direção longitudinal da viga, de atuação da carga P_d

k = espessura da mesa carregada, no caso de perfis soldados; esta espessura mais o raio de concordância entre mesa carregada e alma, no caso de perfis laminados

Para o estado limite de flambagem local:

$$f_{cr} = \frac{0,54E}{(h/t_w)^2} \left[2 + \frac{4}{(a/h)^2} \right], \text{ quando a rotação da mesa carregada não for impedida}$$

$$f_{cr} = \frac{0,54E}{(h/t_w)^2} \left[5,5 + \frac{4}{(a/h)^2} \right], \text{ quando essa rotação for impedida}$$

A solicitação de cálculo é obtida dividindo a soma das cargas concentradas de cálculo por ht_w ou at_w (o que for menor) e dividindo a carga distribuída de cálculo por t_w , somando-se a seguir os dois resultados.

h = altura livre da alma entre faces internas das mesas

a = distância entre as seções enrijecidas situadas no início e no fim do trecho analisado

5.7.3 Escoamento local da alma

Para cargas que atuem na mesa, produzindo tração na alma, esta deve ser verificada quanto ao estado limite de escoamento local.

A resistência de cálculo é " ϕf_y ", onde $\phi = 0,90$.

A solicitação de cálculo é obtida dividindo a carga concentrada de cálculo, " P_d " pela área local da região tracionada da alma.

5.7.4 Outras verificações

Para cargas que atuem na mesa, produzindo compressão ou tração na alma, têm que ser verificadas também à flexão local da mesa onde atuam as cargas e, no caso de perfis soldados, a solda desta mesa com a alma (ver item 7).

5.8 Enrijecedores de extremidade, de apoio ou para cargas concentradas

5.8.1 Generalidades

Devem ser usados enrijecedores transversais em extremidades de vigas nas quais as almas não sejam ligadas a outras vigas ou pilares; também devem ser usados enrijecedores transversais em seções intermediárias sujeitas a cargas concentradas locais, conforme item 5.7.1, quando uma ou mais das exigências dos itens 5.7.2, 5.7.3 e 5.7.4 não forem atendidas.

Tais enrijecedores deverão ser soldados a ambas as mesas e à(s) alma(s) do perfil.

No caso de perfis “I” devem ser colocados aos pares e se estender aproximadamente até as bordas longitudinais das mesas. O dimensionamento desses enrijecedores é feito conforme itens 5.8.2, 5.8.3 e 5.8.4, quando se tratar de perfil “I”. Quando os enrijecedores forem utilizados também nas verificações relativas ao efeito da força cortante, deverão ser também atendidas as exigências das notas b, c e d do item 5.5.2 e as exigências do item G-2, do Anexo G.

5.8.2 Enrijecedores comprimidos

Para carga concentrada na mesa, produzindo compressão nos enrijecedores, estes são dimensionados como se fossem colunas sujeitas a flambagens por flexão em relação a um eixo no plano médio da alma, conforme item 5.3.4.

A seção transversal a ser considerada é a formada pelos enrijecedores mais uma faixa de alma de largura igual a $12t_w$; se os enrijecedores forem de extremidade, é igual a $25t_w$, se estiverem em uma seção intermediária. O comprimento efetivo de flambagem “k” será tomado igual a “0,75h”, se apenas uma mesa for carregada, e igual a “h”, se ambas as mesas forem carregadas produzindo compressão nos enrijecedores.

A seção de contato do enrijecedor com a mesa onde atua a carga será verificada com relação ao estado limite de esmagamento local, conforme o item 76, utilizando-se uma área “A” igual à área da seção efetiva de contato, isto é, descontando-se os recortes que porventura existam.

t_w = espessura da alma

h = altura livre da alma entre faces internas das mesas

5.8.3 Enrijecedores tracionados

Para carga concentrada na mesa, produzido tração nos enrijecedores, estes são dimensionados conforme item 5.2.3, tomando como área bruta a área dos mesmos e como área líquida efetiva a área da seção ligada a mesa, descontando-se os recortes que porventura existam.

5.8.4 Outras verificações

Tanto para enrijecedores comprimidos quanto para os tracionados, têm que ser verificadas também à flexão local da mesa onde atua a carga e as soldas de ligação dos enrijecedores com as mesas e com a alma.

6 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS PARA DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS

6.1 Generalidades

6.1.1 Definições e esclarecimentos

- a) Vigas mistas, para efeito do capítulo 6, consistem de perfis “I” de aço, suportando laje de concreto em sua mesa superior, fundida “in loco”, havendo ligação entre viga de aço e laje de tal forma que elas funcionem como um conjunto para resistir à flexão em torno de um eixo perpendicular ao plano médio da alma.
- b) No caso de uso de conectores de cisalhamento para ligar a viga e a laje, a interação aço/concreto será completa se os conectores forem suficientes para que se atinja a resistência nominal da viga de aço ao escoamento ou da laje de concreto ao esmagamento. A interação será parcial caso a resistência nominal dos conectores seja inferior à da viga de aço e à da laje de concreto.
- c) 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 retirada desse escoramento, que deve ser feito após a cura do concreto.

6.1.2 Análise da estrutura

Na determinação dos deslocamentos, solicitações e outras respostas em barras e ligações de uma estrutura hiperestática que inclui vigas mistas, qualquer combinação de ações deve ser aplicada através de incrementos sucessivos, e devem ser consideradas as seções efetivas a cada incremento aplicado. O momento de inércia da seção mista deve ser obtido através da homogeneização teórica da seção, como exposto em 6.2.3.1.2-a. No caso de interação parcial (ver itens 6.2.3.1.1-c e 6.2.3.1.2-b) deve ser usado um momento de inércia dado por.

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} (I_{tr} - I_a)$$

I_a = momento de inércia da seção da viga de aço isolada

I_{tr} = momento de inércia da seção mista homogeneizada

Q_n e V_h = conforme itens 6.2.3.1.1 e 6.2.3.1.2, respectivamente

6.1.3 Armadura da laje

6.1.3.1 As lajes devem ser adequadamente armadas para resistir a todas as solicitações de cálculo e para controlar a fissuração em qualquer direção.

6.1.3.2 As armaduras das lajes devem ser adequadamente dispostas de forma a atender às especificações da NBR 6118.

6.1.3.3 As armaduras das lajes contínuas, sobre o apoio de vigas de aço com ligações flexíveis, devem receber consideração especial.

6.1.3.4 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 armaduras adicionais, transversais à viga, ou por outros meios eficazes, a não

ser que se demonstre que essa fissuração não possa ocorrer. A referida armadura adicional deve ser colocada na face inferior da laje. A área da seção dessa armadura não pode ser inferior a 0,5% da área da seção de concreto, segundo um corte paralelo à viga e deve ser usado espaçamento uniforme ao longo do vão.

6.1.3.5 A armadura, paralela à viga, situada nas regiões de momentos negativos da viga mista, deve ser ancorada por aderência no concreto sujeito à compressão.

6.1.4 Fadiga

Para peças sujeitas à fadiga ver Anexo M.

6.2 Vigas mistas – Momento fletor

6.2.1 Generalidades

Este item é aplicável a vigas mistas simples e contínuas, providas de conectores de cisalhamento ou totalmente embutidas em concreto, construídas com ou sem escoramento.

6.2.2 Largura efetiva

6.2.2.1 A largura efetiva “b” da mesa de concreto, quando a laje se estende para ambos os lados da viga, deve ser igual à menor das larguras: (1) 1/4 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios; (2) 16 vezes a espessura da laje, mais a largura da mesa superior da viga de aço; (3) a largura da mesa superior da viga de aço mais a média das distâncias livres entre essa mesa e as mesas superiores das vigas adjacentes.

6.2.2.2 A largura efetiva “b” da mesa de concreto, quando a laje se estende para apenas um lado da viga de aço, porém, cobre totalmente sua mesa superior, não pode ser maior que a largura desta mesa mais a menor das seguintes larguras: (1) 1/12 do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios; (2) 6 vezes a espessura da laje; (3) metade da distância livre entre as mesas superiores da viga considerada e da viga adjacente.

6.2.3 Resistência de cálculo – região de momentos positivos

6.2.3.1 Vigas mistas com conectores de cisalhamento – construção escorada

6.2.3.1.1 Vigas com $h/t_w \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$

A resistência de cálculo ao momento fletor é igual a $\phi_b M_n$, onde $\phi_b = 0,90$ e “ M_n ” é a resistência nominal determinada como a seguir (ver também Figuras 7 e 8). O coeficiente 0,66, de f_{ck} , que aparece em “a”, “b” e “c”, corresponde ao produto de 0,85 (efeito Rusch) pela relação entre os coeficientes de segurança do concreto ($1/1,40 \approx 0,70$) e do aço para este caso (0,90).

- a) interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, isto é:

cumpridas estas condições:

$$C = 0,66f_{ck}ba$$

$$T = (Af_y)_a$$

$$a = \frac{(Af_y)_a}{0,66f_{ck}b} < t_c$$

$$M_n = (Af_y)_a \left[d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right]$$

b) interação completa e linha neutra da seção plastificada na viga de aço, isto é:

$$Q_n \geq 0,85f_{ck}bt_c$$

$$(Af_y)_a \geq 0,66f_{ck}bt_c$$

cumpridas estas condições:

$$C = 0,66f_{ck}bt_c$$

$$C' = \frac{1}{2} [(Af_y)_a - C]$$

$$T = C + C'$$

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 $C' \leq (Af_y)_{tf}$ - linha neutra na mesa superior

$$\bar{y} = \frac{C'}{(Af_y)_{tf}} \cdot t_f$$

para $C' < (Af_y)_{tf}$ - linha neutra na alma

$$\bar{y} = t_f + \frac{C' - (Af_y)_{tf}}{(Af_y)_w} \cdot h$$

$$M_n = C'(d - y_t - y_c) + C \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right)$$

c) interação parcial, isto é:

$$\begin{cases} Q_n \geq (Af_y)_a \\ 0,66f_{ck}bt_c \geq (Af_y)_a \end{cases}, \text{ porém, } Q_n \text{ não pode ser inferior à metade do menor}$$

valor: $(Af_y)_a$ ou $0,85f_{ck}bt_c$.

ocorrendo estas condições, tem-se:

$C = (0,7/0,9)Q_n$ e para a determinação de C' , T e \bar{y} são válidas as expressões dadas no item 6.2.3.1.1-b), com o novo valor de C .

$$M_n = C'(d - y_t - y_c) + C\left(\frac{t_c}{2} - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t\right)$$

Nas expressões dadas em “a”, “b” e “c”:

b = largura efetiva da laje

t_c = espessura da laje

a = espessura comprimida da laje ou para interação parcial, espessura considerada efetiva

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão

$Q_n = \sum q_n$ = somatório das resistências nominais individuais “ q_n ” dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo (ver item 6.4.3),

h_F, d, h, t_w = conforme Figuras 7 e 8; $h_F=0$ quando a face inferior da laje for plana

d_1 = distância do centro de gravidade da seção da viga de aço até a face superior desta viga

y_c = distância do centro de gravidade da parte comprimida da seção da viga de aço até a face superior desta viga

y_t = distância do centro de gravidade da parte tracionada da seção da viga de aço até a face inferior desta viga

\bar{y} = distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior da viga de aço

t_f = espessura da mesa superior da viga de aço

$(Af_y)_a$ = produto da área da seção da viga de aço pela sua tensão de escoamento

$(Af_y)_{tf}$ = produto da área da mesa superior da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga

$(Af_y)_w$ = produto da área da alma da viga de aço pela tensão de escoamento desta viga

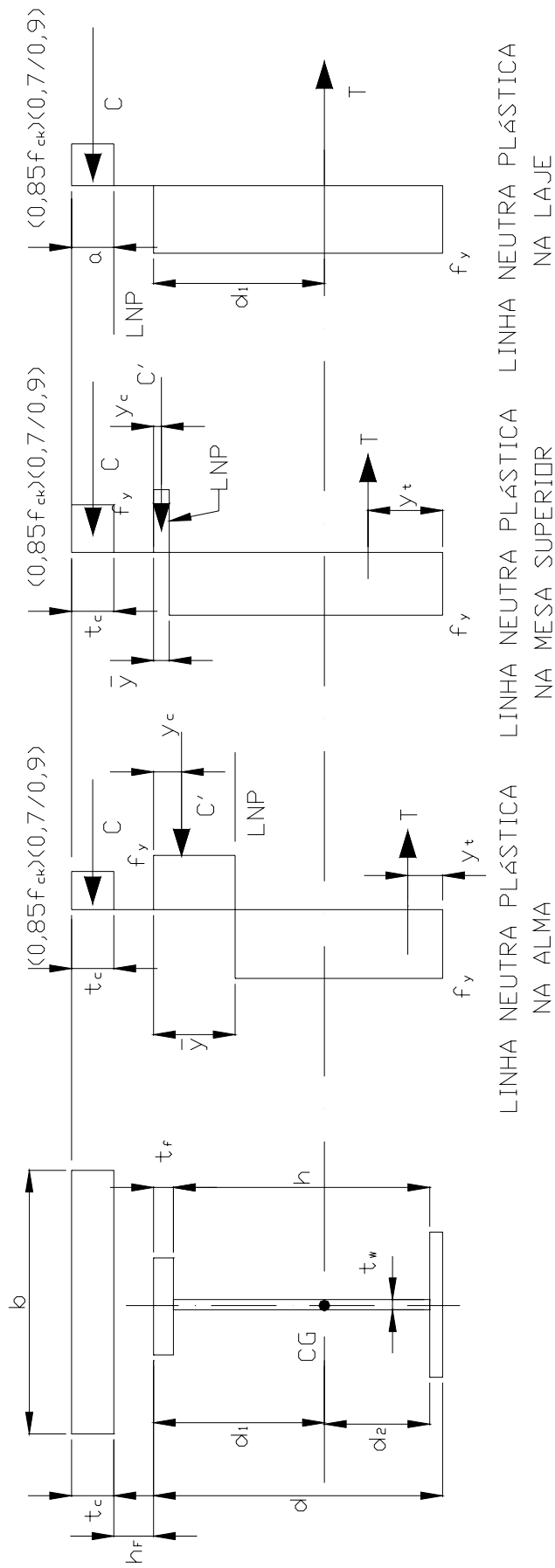


Figura 7 - Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo (Vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$ - interação completa)

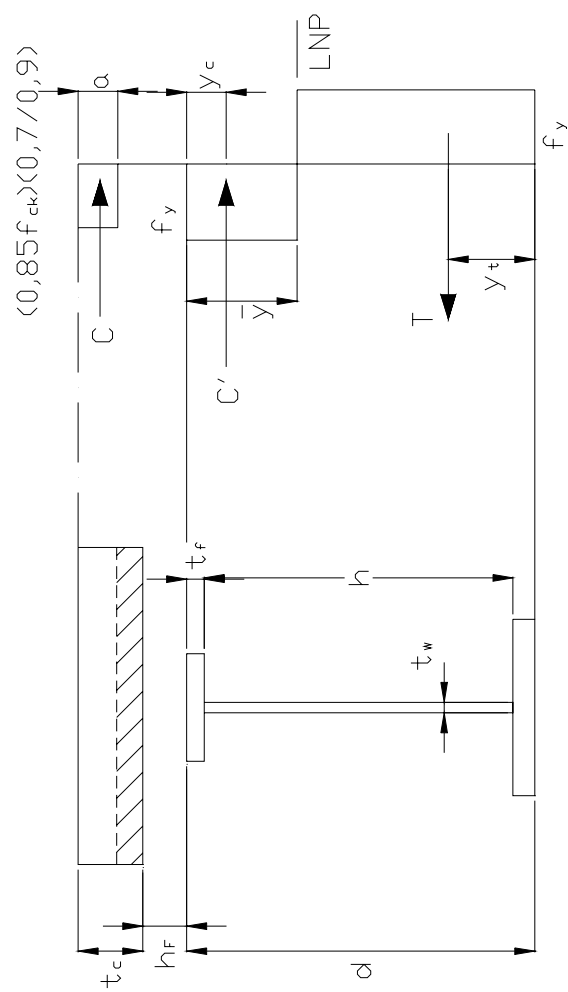


Figura 8 - Distribuição de tensões em vigas mistas sob momento positivo (Vigas com conectores de cisalhamento, $h/t_w \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$ - interação parcial)

6.2.3.1.2 Vigas com $3,5\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,6\sqrt{E/f_y}$

Neste caso a tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço não pode ultrapassar " ϕf_y " sendo $\phi=0,90$, e a tensão de compressão de cálculo no concreto não pode ultrapassar " $\phi' f_{ck}$ ", sendo $\phi'=0,70$.

a) interação completa, isto é, " Q_n " é igual ou superior ao menor dos dois valores: $(Af_y)_a$ ou $0,85f_{ck}bt_c$.

As tensões correspondentes ao momento de cálculo " M_d " devem ser determinadas pelo processo elástico, com base nas propriedades da seção mista transformada, obtida através da homogeneização teórica da seção. Para obter-se a seção transformada, a seção efetiva do concreto, cuja largura é igual à largura efetiva da laje, deve ser dividida por " $n=E/E_c$ ", sendo E_c o módulo de elasticidade do concreto, e deve ser ignorada a participação do concreto na zona tracionada. As tensões de cálculo são dadas por:

$$f_{dt} = M_d / (W_{tr})_i \text{ e } f_{dc} = M_d / [n(W_{tr})_s]$$

b) interação parcial

A determinação de tensões é feita como em "a", alterando-se apenas o valor de $(W_{tr})_i$, para:

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{Q_n}{V_h}} [(W_{tr})_i - W_a]$$

Nas expressões dadas em "a" e "b"

$$E_c = 42\gamma_c^{1,5} \sqrt{f_{ck}}$$

f_{dt} = tensão de tração de cálculo na mesa inferior da viga de aço

f_{dc} = tensão de compressão de cálculo no concreto

$(W_{tr})_i$ = módulo resistente inferior da seção mista

$(W_{tr})_s$ = módulo resistente superior da seção mista

W_a = módulo resistente inferior da seção da viga de aço

V_h = $(Af_y)_a$ ou $0,85f_{ck} b t_c$, o que for menor

γ_c = peso específico do concreto em kN/m^3 (valor mínimo previsto de 15 kN/m^3)

Demais termos têm os significados dados em 6.2.3.1.1.

6.2.3.2 Vigas mistas com conectores de cisalhamento - construção não escorada

Além da verificação como viga mista, conforme item 6.2.3.1, devem ser atendidas as exigências dos itens 6.2.3.2.1 e 6.2.3.2.2.

6.2.3.2.1 Resistência de cálculo da viga de aço

A seção da viga de aço por si só deve ter resistência adequada para suportar todas as cargas de cálculo aplicadas antes do concreto atingir uma resistência igual a $0,75 f_{ck}$. A resistência de cálculo à flexão da viga de aço deve ser determinada, desprezando-se a contribuição do concreto, conforme item 5.4 ou Anexo D.

6.2.3.2.2 Limitação de tensões

Na mesa inferior da seção mais solicitada da viga deve-se ter:

$$(M_G/W_a) + (M_L/W_{ef}) \leq 0,90f_{ck}$$

M_G e M_L = momentos fletores devidos às ações aplicadas, respectivamente antes e depois da resistência do concreto atingir a $0,75f_{ck}$; utilizar ações de cálculo para vigas com $3,5\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,6\sqrt{E/f_y}$ e ações nominais para vigas com $h/t_w \leq 3,5\sqrt{E/f_y}$.

W_a e W_{ef} = conforme item 6.2.3.1.2

6.2.3.3 Vigas de aço totalmente embutidas em concreto

Uma viga de aço, totalmente embutida em concreto executado em conjunto com a laje, pode ser suposta como interligada ao concreto pelo efeito de aderência, sem necessidade de ancoragem adicional, desde que: (1) o cobrimento mínimo de concreto em toda a volta da viga de aço seja 50 mm, exceto conforme a alínea seguinte; (2) a face superior da viga de aço esteja, pelo menos, 40 mm abaixo da face superior e 50 mm acima da face inferior da laje; (3) o concreto de cobrimento seja armado convenientemente em toda a volta da viga de aço, para evitar desagregação; (4) a viga de aço não seja pintada. Atendidas as exigências anteriores e ainda a condição de que $h/t_w \leq 5,6\sqrt{E/f_y}$, as verificações necessárias para vigas de aço totalmente embutidas em concreto são dadas em 6.2.3.3.1, 6.2.3.3.2 e 6.2.3.3.3.

6.2.3.3.1 Construção não escorada

- a) Determinam-se as tensões de cálculo na seção crítica, usando-se apenas a resistência da viga de aço, devidas ao momento fletor correspondente às ações de cálculo que atuam na viga antes da resistência do concreto atingir a $0,75f_{ck}$. As tensões devem ser determinadas pelo processo elástico.
- b) Determinam-se as tensões de cálculo na seção crítica, usando-se a resistência da viga mista, devidas ao momento fletor correspondente às ações de cálculo que atuam na viga após a resistência do concreto atingir a $0,75f_{ck}$. Esta determinação de tensões na viga mista é feita conforme item 6.2.3.1.2-a.
- c) Adicionam-se as tensões obtidas em “a” e “b”. As tensões máximas de cálculo resultantes desta soma não podem ultrapassar os limites dados no item 6.2.3.1.2 para tração na viga de aço e compressão no concreto, respectivamente.
- d) A viga de aço isolada deve, adicionalmente, ser verificada conforme item 6.2.3.2.1.

6.2.3.3.2 Construção escorada

Aplicam-se as disposições do item 6.2.3.1.2, exceto subitem “b”. O momento fletor de cálculo “ M_d ” assim como naquele item, corresponde a todas as ações de cálculo que atuam na viga antes e depois da retirada do escoramento.

6.2.3.3.3 Processo alternativo

Tanto no caso da construção não escorada quanto no da construção escorada, como alternativa, a resistência de cálculo de vigas de aço totalmente embutidas em concreto pode ser tomada igual a “ $\phi_b M_n$ ”, onde $\phi_b=1,0$ e “ M_n ” é a resistência nominal ao momento fletor da viga de aço isolada, determinada conforme item 5.4 ou Anexo D.

6.2.4 Resistência de cálculo - região de momentos negativos

A resistência de cálculo de vigas mistas ao momento fletor, em regiões de momento fletor negativo, é “ $\phi_b M_n$ ”, onde $\phi_b= 0,90$ e “ M_n ” é a resistência nominal ao momento fletor da viga de aço isolada, determinada conforme item 5.4 ou Anexo D. Deve ser usada armadura especial para evitar a fissuração do concreto tracionado.

6.2.5 Lajes de concreto com formas de aço incorporadas (ver figura 9)

A verificação de uma viga mista constituída de lajes de concreto com formas de aço incorporadas, e ligadas a vigas de aço através de conectores de cisalhamento, deve ser feita de acordo com os itens 6.2.3 (exceto 6.2.3.3) e 6.2.4, observando-se as disposições dos itens 6.2.5.1, 6.2.5.2 e 6.2.5.3.

6.2.5.1 Limitações

- a) este item é aplicável a sistemas de pisos onde a altura nominal “ h_f ” das nervuras da forma de aço é 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 ao nível do topo da forma. Ver 6.2.5.3-b e 6.2.5.3-c para outras limitações;
- c) a laje de concreto deve ser ligada a viga de aço por conectores tipo pino com cabeça, de diâmetro igual ou inferior a 19 mm (AWS D1.1). Os conectores podem ser soldados à viga através da forma ou diretamente, fazendo-se furos na forma no segundo caso; no caso de solda através da forma são necessários cuidados especiais para garantir a fusão completa do conector com a viga, quando a espessura da forma for maior que 1,5 mm para forma simples e 1,2 mm no caso de uma forma superposta à outra, ou ainda quando a soma das espessuras das camadas de galvanização for maior que a correspondente a 385 g/m².
- d) a projeção dos conectores acima do topo da forma, depois de instalados, não pode ser inferior a 40 mm;
- e) o cobrimento de concreto acima do topo da forma de aço não pode ser inferior a 50 mm;
- f) para a determinação da largura efetiva é usada a espessura total da laje incluindo o concreto das nervuras.

6.2.5.2 Formas com nervuras perpendiculares à viga de aço

- a) nos cálculos necessários para determinar a resistência da seção, o concreto situado abaixo do topo da forma de aço deve ser desprezado;
- b) para evitar o arrancamento, as formas de aço devem ser ancoradas nas vigas dimensionadas como vigas mistas a intervalos não superiores a 400 mm. Essa ancoragem pode ser feita utilizando-se conectores tipo pino com cabeça, combinação destes com soldas ponteadas, ou outros meios especificados pelo engenheiro responsável pelo projeto;
- c) ver itens 6.4.3.1 e 6.4.4.2.

6.2.5.3 Formas com nervuras paralelas à viga de aço

- a) o concreto situado abaixo do topo da forma de aço pode ser incluído na determinação das propriedades da seção mista, desde que totalmente situado na zona comprimida e que as expressões dadas no item 6.2.3 sejam corrigidas adequadamente para levar-se em conta a nova geometria da laje;
- b) as formas 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 formas devem ser ponteadas com solda à viga;
- c) quando a altura nominal da nervura " H_f " for igual ou superior a 40mm, 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 item 6.4.301

6.3 Vigas mistas – Força cortante

A resistência de cálculo a força cortante em vigas mistas deve ser determinada considerando-se apenas a resistência da viga de aço, de acordo com 5.5, não sendo aplicável o Anexo G.

6.4 Conectores de cisalhamento

6.4.1 Generalidades

Este item é aplicável a conectores de cisalhamento dos tipos pino com cabeça e perfil "U" laminado. Para conectores de outros tipos, ver 6.6. Os conectores do tipo pino com cabeça devem ter, após a instalação, comprimento mínimo igual a 4 vezes o diâmetro. Todos os tipos de conectores devem ficar completamente embutidos no concreto da laje.

6.4.2 Materiais

Para conectores do tipo pino com cabeça ver item 4.6.7 e para perfis "U" laminados ver item 4.6.2. 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 .

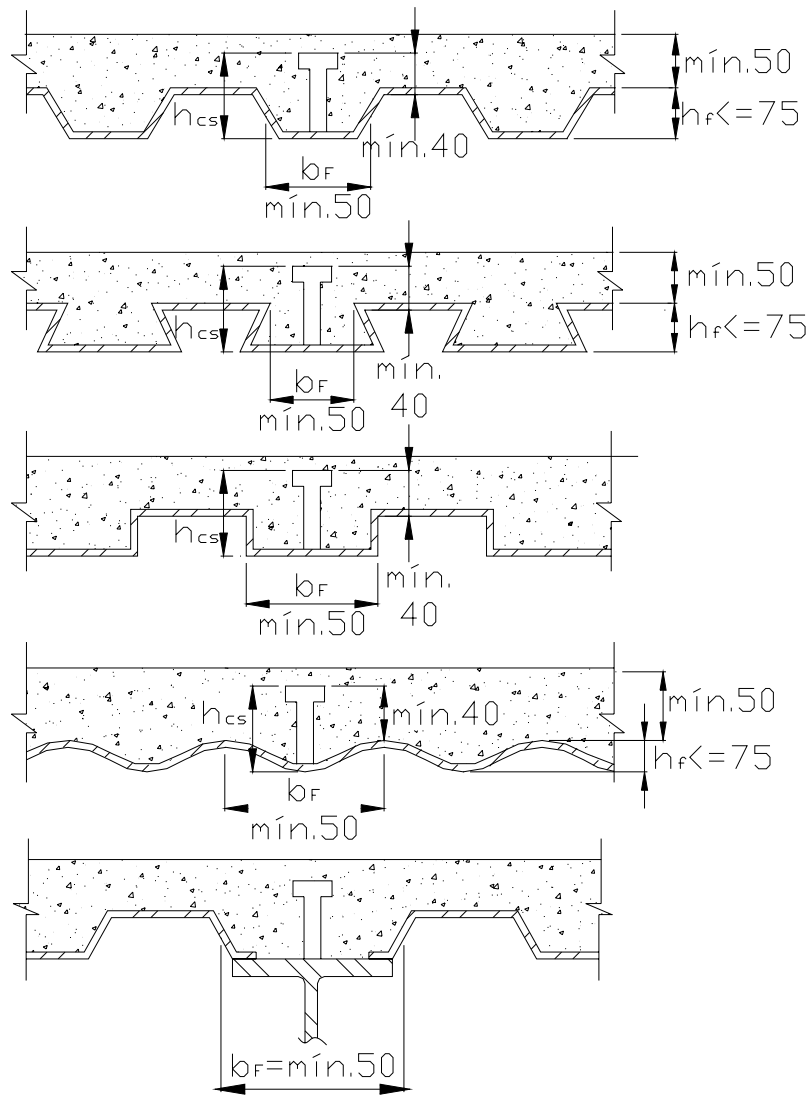


Figura 9 - Lajes de concreto com formas de aço incorporadas

6.4.3 Resistências nominais de conectores

6.4.3.1 Pinos com cabeça

A resistência nominal 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:

$$q_n = 0,5A_{cs}\sqrt{f_{ck}E_c}$$

$$q_n = A_{cs}f_u$$

Onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, não superior 28 MPa

A_{cs} = área da seção transversal do conector

f_u = limite de resistência à tração do aço do conector

E_c = módulo de elasticidade do concreto, conforme item 6.2.3.1.2-b

A resistência nominal de um pino com cabeça, em lajes com formas de aço incorporadas, é igual à anterior multiplicada por um fator de redução C_{red} dado por:

- para formas colocadas com nervuras paralelas à viga de aço

$$C_{red} = 0,6\left(\frac{b_F}{h_F}\right)\left(\frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0\right) \leq 1,0$$

Nota: Neste caso, se $b_F/h_F > 1,5$, usa-se $C_{red} = 1,0$

- para formas colocadas com nervuras perpendiculares à viga de aço

$$C_{red} = \frac{0,85}{\sqrt{n_{cs}}}\left(\frac{b_F}{h_F}\right)\left(\frac{h_{cs}}{h_F} - 1,0\right) \leq 1,0$$

Onde:

h_{cs} = comprimento do pino após a soldagem, não podendo ser considerado nos cálculos superior a $h_F + 75$ mm, embora o comprimento real possa ser maior que esse valor

n_{cs} = 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 item 6.2.5.1 e Figura 9

6.4.3.2 Conectores de perfil "U" laminado

A resistência nominal em "kN" de um conector de cisalhamento de 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:

$$q_n = 0,0365(t_f + 0,5t_w)L_{cs}\sqrt{f_{ck}}$$

Onde:

- t_f = espessura da mesa do conector, em “mm”, tomada a meia distância entre a borda livre e a face adjacente da alma
 t_w = espessura da alma do conector em “mm”
 L_{cs} = comprimento do perfil “U” laminado em “mm”

Notas: a) O uso desta expressão limita-se a concretos com peso específico superior a 22 kN/m³ e com 20 MPa ≤ f_{ck} ≤ 28 MPa.

b) 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.

6.4.4 Locação e espaçamento de conectores de cisalhamento

6.4.4.1 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' :

$$n' = n \left[\frac{M'_d - \phi_b M_a}{M_d - \phi_b M_a} \right]$$

Onde:

- M'_d = momento fletor de cálculo no ponto da carga concentrada (inferior ao momento máximo)
 $\phi_b M_a$ = resistência de cálculo ao momento fletor da viga de aço isolada, baseada no estado limite FLA, conforme Anexo D.
 M_d = momento fletor máximo de cálculo
 n = número de conectores de cisalhamento a serem colocados de cada lado da seção de momento fletor máximo

Nota: Esta verificação é desnecessária caso se tenha $\phi_b M_a \geq M'_d$.

6.4.4.2 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 formas de aço incorporadas, com nervuras perpendiculares à viga. 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 e quatro diâmetros na direção transversal ao mesmo.

6.4.5 Outras limitações

Os conectores tipo pino com cabeça não podem ter diâmetro maior que 2,5 vezes a espessura da mesa a qual forem soldados, a menos que sejam colocados diretamente na posição correspondente à alma da viga. 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 formas de aço.

6.5 Estados limites de utilização

Ver capítulo 8.

6.6 Casos especiais

Quando as seções mistas ou os conectores não satisfazem aos requisitos de 6.1 até 6.4, as resistências dos conectores e das seções mistas devem ser determinadas por um programa adequado de ensaios.

7 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS PARA DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÕES

7.1 Generalidades

7.1.1 Bases de dimensionamento

Ligações consistem de elementos de ligação (p.ex.: enrijecedores, chapas de ligação, cantoneiras, consolos etc.) e meios de ligação (soldas, parafusos e pinos). Esses componentes devem ser dimensionados de forma que sua resistência de cálculo seja igual ou superior à solicitação de cálculo, determinada: (1) pela análise da estrutura sujeita às ações multiplicadas pelos seus coeficientes de ponderação; (2) como uma porcentagem especificada da resistência da barra ligada. A resistência de cálculo pode também ser baseada em estado limite de utilização.

7.1.2 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 auto-limitáveis na ligação.

7.1.3 Barras com ligações rígidas nos apoios

Na determinação da resistência de cálculo de ligações rígidas, deverão ser considerados os efeitos combinados de todos os esforços solicitantes de cálculo, provenientes da rigidez total ou parcial das ligações.

7.1.3.1 Quando vigas são ligadas rigidamente à mesa de um pilar com seção “I” ou “H” por soldas, ou por parafusos através de chapa de extremidade, um par de enrijecedores será previsto na alma do pilar nas situações seguintes:

- a) em oposição à mesa comprimida da viga, quando:

$$B_r < P_{dc}$$

- b) em oposição à mesa tracionada da viga, no caso de ligação soldada, quando:

$$T_r < P_{dt}$$

- c) em oposição à mesa tracionada da viga, no caso de ligação parafusada, quando as resistências locais de cálculo da mesa ou da alma do pilar, à flexão e à tração, respectivamente, forem inferiores às solicitações de cálculo aplicadas pelos parafusos, incluindo o efeito de alavanca (ver item 7.3.2.1). Mesmo sendo colocados enrijecedores, é necessário verificar a mesa do pilar à flexão. Os valores de B_r e T_r serão tomados iguais a zero quando a distância entre a mesa correspondente da viga e qualquer seção extrema do pilar for inferior a 2 vezes a distância entre faces externas das mesas do pilar; caso contrário:

$$B_r = \phi t_w (t_b + 5k) f_{yc} \text{ ou } 22 \phi t_w^3 \sqrt{\frac{E f_{yc}}{h}}, \text{ o que for menor}$$

$$T_r = \phi t_w (t_b + 5k) f_{yc} \text{ ou } 6,00 \phi t_c^2 f_{yc}, \text{ o que for menor}$$

P_{dc}, P_{dt} = forças de cálculo que as mesas comprimida e tracionada da viga, respectivamente, aplicam no pilar

ϕ = 0,90

t_w = espessura da alma do pilar

t_b = espessura da mesa da viga ou chapa soldada na face do pilar

k = espessura da mesa do pilar se ele for perfil soldado; esta espessura mais o raio de concordância entre mesa e alma se ele for perfil laminado

f_{yc} = limite de escoamento do aço do pilar

h = altura livre da alma do pilar entre as faces internas das mesas; para pilar de perfil laminado essa altura pode ser diminuída de 2 vezes o raio de concordância entre mesa e alma

t_c = espessura da mesa do pilar

7.1.3.2 Quando for necessário o uso de enrijecedores de acordo com o item anterior, deverão ser observados os critérios seguintes:

- a) a solicitação de cálculo de um par de enrijecedores é igual a $P_{dc} - B_r$ para o caso a), $P_{dt} - T_r$ para os casos b) e c) do item anterior; para o caso c) do item anterior, T_r é a parcela de P_{dt} absorvida pela alma do pilar;
- b) o dimensionamento dos enrijecedores é feito conforme itens 5.8.2 e 5.8.3, observando-se também a frase final do item 5.8.1;
- c) caso se demonstre não haver risco de flambagem nem da alma do pilar nem dos enrijecedores, estes podem ser interrompidos a meia distância entre as mesas do pilar, quando apenas uma mesa do pilar for carregada;
- d) a largura externa do par de enrijecedores colocados deve ser aproximadamente igual à largura da mesa da viga ou chapa soldada em oposição ao mesmo;
- e) a espessura dos enrijecedores não pode ser inferior a $t_b/2$, tendo t_b o mesmo significado dado no item 7.1.3.1;
- f) as soldas dos enrijecedores com as mesas e com a alma do pilar serão dimensionadas de forma que as solicitações de cálculo dadas em a), neste item, possam ser transmitidas para a alma do pilar, considerando-se o desbalanceamento entre as solicitações de cálculo aplicadas nas duas extremidades de cada par de enrijecedores.

7.1.3.3 A alma do pilar, na região compreendida entre as mesas das vigas a ele ligadas rigidamente, deve ser verificada para o efeito da superposição da força cortante de cálculo no pilar, adjacente àquela região, com a força cortante de cálculo, geralmente de grande intensidade, gerada pela introdução das forças normais e momentos fletores de cálculo das vigas no pilar.

7.1.3.4 Para pilares de perfis soldados, as soldas de ligação entre a alma e as mesas devem ser verificadas para a superposição do efeito total das forças cortantes citadas em 7.1.3.3 como efeito das solicitações de cálculo que as vigas aplicam perpendicularmente à mesa do pilar, que são:

- na região da mesa comprimida de uma viga - B_r ou P_{dc} , o que for menor, agindo num comprimento igual a $(t_b + 5k)$;
- na região da mesa tracionada de uma viga - T_r ou P_{dt} , o que for menor, agindo num comprimento igual a $(t_b + 5k)$ se a viga for soldada ao pilar;

se a viga for parafusada ao pilar o comprimento deverá ser determinado por análise;

- na região da alma de uma viga - a maior tensão normal de cálculo nessa alma, caso ela participe da transmissão de solicitações de cálculo perpendiculares à mesa do pilar; com base na relação entre a espessura dessa alma e a espessura efetiva da solda (item 7.2.2), obtém-se a tensão de cálculo na solda.

B_r , P_{dc} , T_r , P_{dt} , t_b , k - conforme item 7.1.3.1

7.1.4 Resistências mínimas de ligações

7.1.4.1 Ligações sujeitas à solicitação de cálculo inferior a 40 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 40 kN.

7.1.4.2 As ligações de barras tracionadas ou comprimidas, além de resistirem às forças normais 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.

7.1.5 Barras comprimidas transmitindo esforços por contato

7.1.5.1 Em pilares cujas extremidades são usinadas 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.

7.1.5.2 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 compressão de cálculo.

7.1.5.3 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.

7.1.6 Impedimento de rotação nos apoios

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

7.1.7 Disposição de soldas e parafusos

7.1.7.1 Grupos de parafusos ou soldas, situados nas extremidades de qualquer barra axialmente solicitada, devem, em princípio, 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.

7.1.7.2 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.

7.1.8 Combinação de meios de ligação

7.1.8.1 Parafusos em combinação com soldas

- a) Em construções novas, parafusos de alta resistência em ligações por contato ou parafusos comuns ASTM A 307 e ISO 4.6 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.
- b) 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 à carga permanente já atuante. As solicitações devidas aos novos carregamentos devem ser resistidas pelas soldas de reforço que forem acrescentadas à ligação. Todas essas ligações devem resistir aos esforços que possam ocorrer durante a montagem, manuseio e/ou utilização da estrutura.

7.1.8.2 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 o item 7.7, podem ser considerados trabalhando em conjunto com rebites.

7.1.9 Fratura lamelar

7.1.9.1 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 (ex.: juntas em “L” ou em “T”)

7.1.9.2 Se não puder ser evitado esse tipo de ligação, devem ser tomadas precauções para evitar a ocorrência de fratura lamelar.

7.1.10 Ligações de campo

Devem ser usados soldas ou parafusos de alta resistência nos seguintes casos:

- a) ligações de vigas e treliças das quais depende o sistema de contraventamento, ligações de vigas e treliças com pilares, e emendas de pilares nas estruturas com mais de 30 m de altura;
- b) 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;
- c) emendas de pilares, nas estruturas com menos de 30 m de altura, caso a menor dimensão horizontal da estrutura seja inferior a 25% da altura;
 - d) ligações de peças suportes de maquinário ou peças sujeitas a impactos ou cargas cíclicas;
 - e) qualquer outra ligação que for especificada nos desenhos da estrutura

- Nota: a) Para os demais casos, não citados acima, as ligações podem ser feitas com parafusos comuns ASTM A 307 ou ISO 4.6.
- b) Para efeito das alíneas a) e c), 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. No caso de coberturas inclinadas, a distância vertical é medida entre aquele nível médio e o topo das vigas de cobertura, à meia altura da parte inclinada.
- c) As mansardas ou casas de máquinas de elevadores podem ser excluídas na determinação da altura da estrutura.

7.1.11 Ligação com as bases

As ligações de uma estrutura com suas bases devem ser adequadas para evitar o esmagamento do material de apoio, para resistir a solicitações de tração (através de chumbadores) e para evitar o deslizamento (através de barras de cisalhamento ou de atrito).

7.1.12 Chapas de reforço sobrepostas a mesas de barras fletidas (lamela)

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 ligações 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 de cálculo que atua na seção de transição.

Adicionalmente, no caso de lamelas soldadas, as soldas longitudinais de suas extremidade, no comprimento a' a seguir definido, devem ser dimensionadas para uma solicitação de cálculo igual à resultante das tensões normais na lamela, causadas pelo momento fletor de cálculo que atua na seção distante a' da extremidade da lamela. O comprimento a' , medido a partir da extremidade da lamela, deve ser:

- a) igual à largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de dimensão nominal (ver item 7.2.6.2), 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 vezes a largura da lamela, quando existir solda de filete contínua, de dimensão nominal (ver item 7.2.6.2) 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' .

Nota: A seção de transição e os comprimentos estão indicados na Figura 10.

7.1.13 Fadiga

Para ligações sujeitas a fadiga ver Anexo M.

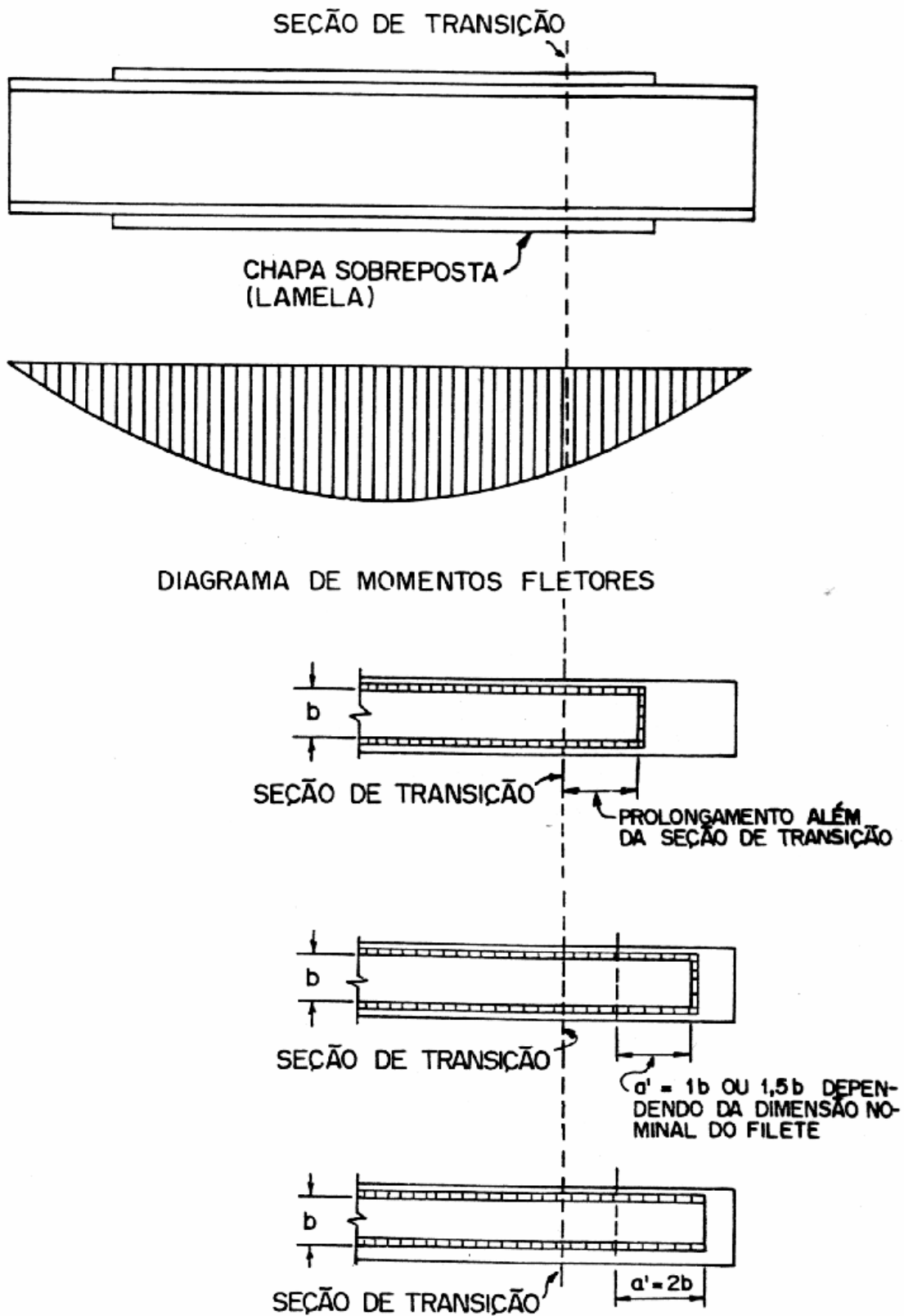


Figura 10 - Chapas sobrepostas a mesas de vigas

7.2 Soldas

7.2.1 Generalidades

Todas as disposições do “Structural Welding Code” AWS D1.1-82, da American Welding Society, são aplicáveis a execução de estruturas dimensionadas de acordo com a presente Norma, exceto as disposições dos itens 2.3.1, 2.5 e da Seção 9 daquela norma.

7.2.2 Áreas efetivas

7.2.2.1 Soldas de entalhe

- 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 maiores espessuras possam 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 em soldas de entalhe de penetração parcial

Processo de soldagem	Posição de soldagem	Tipo de chanfro	Espessura da garganta efetiva
Arco elétrico com eletrodo revestido (SMAW) ^(A)	Todas	Chanfro em J ou U	Profundidade do chanfro
Arco submerso (SAW) ^(B)		Chanfro em bisel ou chanfro em V, ângulo do chanfro $\geq 60^\circ$	
Arco elétrico com Proteção gasosa (GMAW) ^(C)		Chanfro em bisel ou chanfro em V, ângulo do chanfro entre 45° e 60°	Profundidade do chanfro
Arco elétrico com fluxo no núcleo (FCAW) ^(D)			

(A) SMAW Shielded Metal Arc Welding

- (B) SAW Submerged Arc Welding
 (C) GMAW Gas Metal Arc Welding
 (D) FCAW Flux Cored Arc Welding

Nota: Ângulo do chanfro é o ângulo entre as faces de fusão

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	5R/16
Abertura da junta composta de duas superfícies curvas	Qualquer R	R/2 ^(A)

(A) 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.

7.2.2.2 Soldas de filete

- 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) o comprimento efetivo de uma solda de filete, exceto filetes em furos ou rasgos, deve ser igual ao comprimento total da solda de dimensão uniforme, incluindo os retornos nas extremidades. A garganta efetiva de uma solda de filete é igual à menor distância medida da raiz à face plana teórica da solda; para soldas de filete executadas pelo processo de arco submerso, essa garganta efetiva pode ser acrescida de 2,8 mm, para soldas de filete com perna maior que 9,5 mm, e pode ser tomada igual à perna, para soldas de filete com perna igual ou inferior a 9,5mm. 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 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 7.2.2.3, então esta última deverá ser usada como área efetiva da solda de filete.

7.2.2.3 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.

7.2.3 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, utilizando-se nos cálculos apenas a resistência das últimas.

7.2.4 Compatibilidade entre o metal da solda e o metal base

Na Tabela 7 são apresentados, para alguns aços estruturais, os metais da solda compatíveis com tais aços; essa tabela foi extraída da AWS D1.1-82.

/TABELA 7

Tabela 7 – Compatibilidade do metal base com o metal de solda ^{(A),(B),(C)} e ^(D)

Metal base		Metal da solda compatível				
ABNT	ASTM	Arco elétrico com eletrodo revestido	Arco submerso	Arco elétrico com proteção gasosa	Arco elétrico com fluxo no núcleo	
Grupo I NBR 6648 NBR 6649 NBR 6650 NBR 7007 (MR 250) NBR 8261 (Grau A)	A36	AWS A5.1 ou A5.5 E60XX ou E60XX	AWS A5.17 ou A5.23 F6X-EXXX ou F7X-EXXX	AWS 5.18 ER70S-X	AWS A5.20 E6XT-X E7XT-X (exceto -2, -3, -10 e -GS)	
	A570 Grau 40 A570 Grau 45					
	A242(E) A441 A572 Grau 42 A572 Grau 50 A588 ($t \leq 100\text{mm}$) ^(E)	AWS A5.1 ou A5.5 E7015, E7016 E7018, E7028	AWS A5.17 ou A5.23 F7X-EXXX	AWS 5.18 ER70S-X	AWS A5.20 E7XT-X (exceto -2, -3, -10 e -GS)	
	NBR 5000 NBR 5004 NBR 5008 ^(E) NBR 5920 ^(E) NBR 5921 ^(E) NBR 7007 (AR345) NBR 7007 (AR290) NBR 7007 (AR COR 345 A ou B) ^(E) NBR 8261 (Graus B e C)					

(A) Em juntas constituídas de metais base com duas tensões de escoamento ou limites de resistência diferentes entre si, pode ser usado metal da solda compatível com o metal base de menor resistência; no entanto devem ser usados eletrodos de baixo hidrogênio se um dos metais base o exigir.

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

(C) Ver item 4.16 da AWS D1-82 para requisitos referentes ao metal da solda usado com os processos eletrogás e eletroscória.

(D) Devem ser usados somente eletrodos de baixo hidrogênio ao soldar os aços do grupo 1, com espessuras maiores que 25 mm, em estruturas sujeitas à fadiga.

(E) Podem ser necessários processos e materiais de soldagem especiais (P. ex: eletrodos de baixa liga E80xx) para atender a características de resistência à corrosão atmosférica e de resistência ao choque - ver item 4.1.4 da AWS D1.1-82

7.2.5 Resistência de cálculo

A resistência de cálculo " ϕR_n " 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 tensão de escoamento do metal base de menor " f_y " na junta e " f_w " a resistência mínima à tração do metal da solda, obtida da Tabela 9.

Nota: Em nenhuma situação a resistência da solda poderá ser tomada maior do que a resistência do metal base na ligação.

TABELA 8 – Resistências de cálculo ϕR_n de soldas

Tipo de solda	Tipo de sollicitação e orientação	Resistências de cálculo ϕR_n (A) (B) (D)
Soldas de entalhe de penetração total	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda	Mesma do metal base
	Tração normal à seção efetiva da	$R_n = A_w f_y$ e $\phi = 0,90$
	Compressão normal à seção efetiva da solda	
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = 0,60 A_w f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,60 A_w f_w$ e $\phi = 0,75$
Soldas de entalhe de penetração parcial	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda (C)	Mesma do metal base
	Tração ou compressão normais à seção efetiva da solda	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = A_w f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,6 A_w f_w$ e $\phi = 0,75$
	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = 0,6 A_w f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,6 A_w f_w$ e $\phi = 0,75$
Soldas de filete	Tração ou compressão paralelas ao eixo da solda (C)	Mesma do metal base
	Cisalhamento na seção efetiva (a sollicitação 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)	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = 0,60 A_{MB} f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,6 A_w f_w$ e $\phi = 0,75$
Soldas de tampão em furos ou rasgos	Cisalhamento (soma vetorial) na seção efetiva	O menor dos dois valores: a) Metal base $R_n = 0,60 A_{MB} f_y$ e $\phi = 0,90$ b) Metal da solda $R_n = 0,6 A_w f_w$ e $\phi = 0,75$

(A) Para definição de áreas efetivas de soldas ver 7.2.2.

(B) O metal da solda a ser usado para cada metal base é dado na Tabela 7.

(C) 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.

(D) Em soldas sujeitas a tensões não uniformes, a sollicitação de cálculo e a resistência de cálculo serão determinadas com base em comprimentos efetivo unitários.

TABELA 9 - Resistência mínima à tração do metal da solda

Metal da solda	f_w (MPa)
E60xx; F6x-EXXX; E6XT-x	415
E70XX; F7X-EXXX; ER70S-X; E7XT-X	485

7.2.6 Limitações

7.2.6.1 Soldas de entalhe

As espessuras mínimas de gargantas efetivas de soldas de entalhe de penetração parcial estão indicadas na Tabela 10. 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 preaquecimento. Não podem ser usadas soldas de penetração parcial em emendas de peças fletidas

TABELA 10 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) (A)
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

(A) Ver 7.2.2 para definição de garganta efetiva

7.2.6.2 Soldas de filete

No que segue, a expressão “dimensão nominal” de uma solda de filete significa dimensão da perna.

- a) dimensão nominal mínima de uma solda de filete
 - a dimensão mínima de uma solda de filete e dada na Tabela II;
 - 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 preaquecimento;

TABELA 11 - Dimensão mínima de uma solda de filete

Maiores espessura do metal base na junta (mm)	Dimensão nominal mínima da solda de filete (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
	Executadas somente com um passe

b) dimensão nominal máxima de soldas de filete

- a dimensão máxima de uma solda de filete que pode ser usada ao longo de bordas de partes soldadas é a seguinte:
 - 1) ao longo de bordas de material com espessura inferior a 6,35 mm, não mais do que a espessura do material;
 - 2) 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 garantida;

c) comprimento das soldas de filete

- o comprimento efetivo mínimo de uma solda de filete (ver item 7.2.2.2), 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. O espaçamento transversal de soldas de filete longitudinais usadas em ligações de extremidade não pode ultrapassar 200 mm, a menos que no projeto sejam tomadas medidas para evitar flexão transversal excessiva na ligação;

d) soldas intermitentes de filete

- 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;

e) ligações por superposição

- o comprimento 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 e sujeitas à 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;

f) retornos de soldas de filete

- as soldas de filete laterais ou de extremidade, terminando na extremidade ou nas laterais, respectivamente, de chapas ou barras, sempre que possível devem contornar continuamente os cantos numa extensão não inferior a duas vezes a dimensão nominal da solda. Essa recomendação é aplicável a soldas de filete laterais e superiores de consolos, assentos de apoio de vigas e ligações semelhantes, no plano em relação ao qual se calculam momentos fletores. Esses retornos devem ser indicados nos desenhos de projetos de execução;

g) soldas de filete em furos ou rasgos

- podem ser usadas soldas de filete em furos ou rasgos para transmitir forças paralelas as 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 7.2.2.2. As soldas de filete em furos ou rasgos não podem ser consideradas como soldas de tampão;

h) soldas de filete com faces de fusão não ortogonais

- podem ser usadas soldas de filete com ângulo entre as faces de fusão compreendido entre 60° e 120° , 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.

7.2.6.3 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 ser de forma semicircular, ou devem ter cantos arredondados de raio não inferior à espessura da parte que os contém, 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 16mm.

7.2.6.4 Ligações soldadas com chapas de enchimento

Ver item 7.5.4.

7.3 Parafusos e barras rosqueadas

Parafusos A449 apertados de forma a atingirem protensão inicial superior a 50% de sua resistência mínima à tração devem ter uma arruela endurecida sob a cabeça, e as porcas devem estar de acordo com a ASTM A325.

7.3.1 Áreas de cálculo

7.3.1.1 Área efetiva para pressão de contato

A área efetiva para pressão de contato de parafuso é igual ao diâmetro nominal do parafuso multiplicado pela espessura da chapa considerada. Parafusos com cabeça escareada não são previstos nesta Norma.

7.3.1.2 Área efetiva à tração

A área resistente “ A_r ” ou área efetiva à tração de um parafuso ou de uma barra rosqueada é um valor compreendido entre a área bruta e a área da raiz da rosca. Esta área pode ser determinada através da expressão:

$$A_r = \frac{\pi}{4} d^2 \left(1 - K \frac{P}{d} \right)^2$$

Onde.

d = diâmetro nominal do parafuso ou da barra rosqueada

P = passo da rosca

$K = 0,9743$ (rosca UNC- parafusos ASTM) e $0,9382$ (rosca métrica ISO grossa) (ver nota a do item 7.3.2.2)

7.3.2 Resistência de cálculo em ligações por contato

7.3.2.1 Generalidades

A resistência de cálculo “ ϕR_n ” de parafusos e de partes rosqueadas deve ser determinada pelo produto do coeficiente de resistência ϕ pela resistência nominal “ R_n ”, determinada como a seguir indicado. 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 obtida pelo aperto dos parafusos. O efeito de alavanca pode aumentar consideravelmente a força de tração nos parafusos; sua determinação pode ser encontrada na bibliografia especializada (em inglês: “Prying action”).

Para ligações parafusadas com chapas de enchimento ver item 7.5.4.

7.3.2.2 Tração

A resistência de cálculo de uma barra tracionada com extremidade rosqueada é o menor dos valores obtidos com base no estado limite de escoamento da seção bruta (conforme item 5.2.3 a) e no estado limite da ruptura da parte rosqueada. A resistência de cálculo para este último estado limite, aplicável também a parafusos

tracionados é " $\phi_t R_{nt}$ ", onde $\phi_t = 0,75$ para parafusos ASTM A325 ou A490 e $\phi_t = 0,65$ para os demais parafusos e barras rosqueadas; " R_{nt} " é a resistência nominal, dada a seguir para um parafuso ou barra rosqueada considerando diâmetro nominal igual ou superior a 12mm:

$$R_{nt} = 0,75 A_p f_u$$

ou, alternativamente, para diâmetros nominais superiores a 25 mm:

$$R_{nt} = 0,95 A_r f_u$$

Onde:

f_u = resistência à tração do material do parafuso ou barra rosqueada especificada no Anexo A, item A-4

A_p = área bruta, baseada no diâmetro nominal "d" do parafuso ou barra rosqueada = $\pi d^2/4$

A_r = área efetiva à tração, conforme item 7.3.1.2

Notas: a) Nesta Norma são consideradas apenas barras rosqueadas com diâmetro externo da rosca igual ao diâmetro nominal da barra; as porcas devem ser do mesmo material da barra e devem ter dimensões conforme ANSI B 18.2.2.

b) Para valores de A_p e A_{r67} ver Tabela 12.

TABELA 12 Valores A_p e A_r

ISO	UNC	P (passo em mm)	A_p (mm ²)	A_r (mm ²)	A_r/A_p
M12	-	1,75	113	84,3	0,95
-	1/2"	1,95	126	91,6	0,73
-	5/8"	2,31	198	146	0,74
M16	-	2,00	201	157	0,78
-	3/4"	2,54	285	215	0,75
M20	-	2,50	314	245	0,78
M22	-	2,50	380	303	0,80
-	7/8"	2,82	388	298	0,77
M24	-	3,00	452	353	0,78
-	1"	3,18	506	391	0,77
M27	-	3,00	573	459	0,80
-	1 1/8"	3,63	641	492	0,77
M30	-	3,50	707	561	0,79
-	1 1/4"	3,63	792	625	0,79
M33	-	3,50	855	694	0,81
-	1 3/8"	4,23	958	745	0,78
M36	-	4,00	1018	817	0,80
-	1 1/2"	4,23	1140	907	0,80
M42	-	4,50	1385	1120	0,81
-	1 3/4"	5,08	1552	1226	0,79
M48	-	5,00	1810	1470	0,81
-	2"	5,64	2027	1613	0,80

7.3.2.3 Força cortante

A resistência de cálculo à força cortante para um parafuso ou barra rosqueada, exceto nos casos de pega longa e ligações de grande comprimento (ver deve ser item 7.3.5), deve ser tomada com base na (o que for mais crítico):

- resistência à pressão de contato em furos, como em 7.3.2.4;
- resistência ao corte do parafuso ou barra rosqueada, igual " $\phi_v R_{nv}$ ", onde $\phi_v = 0,65$ para parafusos ASTM A325 e ASTM A490 e $\phi_v = 0,60$ para os demais parafusos e para barras rosqueadas;

" R_{nv} " são as resistências nominais dadas a seguir, para um plano de corte, por parafuso ou barra rosqueada:

- parafusos A325 ou A490 quando o plano de corte passa pela rosca, mais parafusos e barras rosqueadas para qualquer posição do plano corte

$$R_{nv} = 0,42A_p f_u$$

- parafusos A325 ou A490 quando o plano de corte não passa pela rosca

$$R_{nv} = 0,60A_p f_u$$

f_u, A_p = ver item 7.3.2.2

7.3.2.4 Pressão de contato em furos

A resistência 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 " ϕR_n ", onde $\phi = 0,75$ e " R_n " é a resistência nominal definida a seguir:

$$R_n = \alpha A_b f_u$$

- para esmagamento sem rasgamento: $\alpha = 3,0$;
- para rasgamento entre dois furos consecutivos, cujos centros sejam espaçados de "s" quando não houver ortogonalidade entre a força no parafuso analisado e a reta que liga esses centros, $\alpha = (s/d) - \eta_1 \leq 3,0$; quando houver tal ortogonalidade, $\alpha = 3,0$;
- para rasgamento entre um furo e uma borda situada à distância "e" do centro do furo, quando não houver paralelismo entre essa borda e a força no parafuso analisado, $\alpha = (e/d) - \eta_2 \leq \alpha 3,0$; quando houver tal paralelismo, $\alpha = 3,0$; havendo duas bordas a considerar (furos próximos a cantos), prevalece a que der o menor valor de " α "; ver também a nota deste item.

A_b = área efetiva para pressão de contato, conforme item 7.3.1.1
 f_u = resistência à tração do material da chapa
 d = diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada
 η_1, η_2 = coeficientes dados na Tabela 13

TABELA 13- Valores de η_1 e η_2

Tipo de furo (ver item 7.3.4)	η_1	η_2
Furo padrão ou furo alongado na direção perpendicular de rasgamento	0,50	0
Furo alargado	0,72	0,12
Furo pouco alongado na direção de rasgamento	0,83	0,20
Furo muito alongado na direção de rasgamento ^(A)	1,94 para $d \leq 40$ 2,0 para $d > 40$	0,75

(A) Caso haja uma diferença "x", entre a maior dimensão do furo muito alongado, dada na Tabela 16, e a maior dimensão efetivamente utilizada, o valor de η_1 pode ser reduzido de "x/d" e o valor de η_2 pode ser reduzido de "x/(2d)",

Nota: Em ligações parafusadas nas extremidades de almas de vigas, dimensionadas apenas para o efeito da força cortante de cálculo V_d (sem levar em conta o momento devido à excentricidade), tal força cortante deve ser considerada ou com sua direção real ou com direção perpendicular a esta, para levar em conta a possibilidade de rasgamento da alma entre furo e borda.

7.3.2.5 Tração e força cortante combinadas

Quando um parafuso ou barra rosqueada estiver sujeito à ação simultânea de tração e força cortante, além das verificações para os dois esforços isolados, conforme itens 7.3.2.2, 7.3.2.3 e 7.3.2.4, deverão ser atendidas também as exigências da Tabela 14.

TABELA 14 – Tração e força cortante combinadas

Meio de ligação	Limitação adicional do valor da resistência de cálculo à tração por parafuso ou barra rosqueada
Parafusos ASTM A 307 ou ISO 4.6	$\phi_t R_{nt} \leq 0,64 f_u A_p - 1,93 V_d$
Parafusos ASTM A 325	1) $\phi_t R_{nt} \leq 0,69 f_u A_p - 1,93 V_d$ (nota
	2) $\phi_t R_{nt} \leq 0,69 f_u A_p - 1,93 V_d$ (nota
Parafusos ASTM A 490	1) $\phi_t R_{nt} \leq 0,69 f_u A_p - 1,93 V_d$ (nota
	2) $\phi_t R_{nt} \leq 0,69 f_u A_p - 1,93 V_d$ (nota
Parafusos ASTM A 449 (d > 38 mm) e barras rosqueadas em geral	$\phi_t R_{nt} \leq 0,64 f_u A_p - 1,93 V_d$

Notas: (1) Plano de corte passa pela rosca.

(2) Plano de corte não passa pela rosca.

Na Tabela 14:

f_u, A_p = ver item 7.3.2.2

V_d = força cortante de cálculo no plano de corte considerado do parafuso ou barra rosqueada

7.3.3 Resistência de cálculo de parafusos em ligações por atrito

7.3.3.1 Generalidades

A condição básica prescrita para uma ligação por atrito é a de que não ocorra deslizamento entre os componentes da ligação. Para isto, a força cortante no parafuso, produzida pelas combinações aplicáveis de ações nominais, não pode ultrapassar a resistência ao deslizamento dada em 7.3.3.2. Além disto, as forças de cálculo no parafuso, produzidas pelas combinações aplicáveis de ações de cálculo, não podem ultrapassar as resistências de cálculo dadas, respectivamente, em 7.3.2.2, 7.3.2.3, 7.3.2.4 e 7.3.2.5. Quaisquer outras partes de ligações por atrito devem ser dimensionadas também para solicitações produzidas por combinações aplicáveis de ações de cálculo.

Na determinação da solicitação de parafusos sujeitos à tração, valem as prescrições dadas no item 7.3.2.1.

Nas ligações por atrito, esta Norma 50 permite a utilização de parafusos de alta-resistência ASTM A325 e ASTM A 490, devendo as superfícies de contato atenderem a uma das condições da Tabela 15.

7.3.3.2 Força cortante, combinada ou não com tração

A resistência ao deslizamento de uma ligação com parafusos de alta resistência sujeitos à força cortante, combinada ou não com tração, por plano de corte e para um parafuso, é " $\phi_v R_{nv}$ ", onde $\phi_v = 1,00$ e:

$$R_{nv} = \mu \xi (T_b - T)$$

Onde:

- T_b = força mínima de protensão inicial no parafuso, dada na Tabela 19 ou por $T_b = 0,70 A_r f_u$
- T = força de tração no parafuso, calculada com base nas ações nominais, porém, com a carga permanente multiplicada por 0,75 caso ela seja mais desfavorável
- μ = coeficiente de atrito, para as diversas condições de superfície, conforme Tabela 15
- $f_u A_r$ = ver itens 7.3.2.2 e 7.3.1.2, respectivamente
- ξ = fator de redução, devido ao tipo de furo (ver item 7.3.4)
- ξ = 1,00 para furos padrão
- ξ = 0,85 para furos alargados ou pouco alongados ($\xi=0,70$ caso a ocorrência de deslizamento esteja associada a qualquer tipo de redução de resistência ou acréscimo de solicitação)
- ξ = 0,70 para furos muito alongados ($\xi=0,50$ para solicitação na direção do alongamento do furo).

Nota: A resistência ao deslizamento não pode ser superposta com a resistência do parafuso ao corte.

TABELA 15 – Valores de coeficiente μ

Condições de superfícies das partes parafusadas	μ
a) Superfícies laminadas limpas, isentas de óleos ou graxas, jateadas ou não, sem pintura	0,28 (os coeficientes de atrito para as condições "b", "c" e "d" são superiores a 0,28; entretanto, este valor deve ser usado nos cálculos para evitar a ocorrência de outros estados limites)
b) Superfícies galvanizadas por imersão a quente, com rugosidade superficial aumentada através da aplicação de jateamento ou escova de aço, após a galvanização e antes da montagem	
c) Superfícies jateadas e pintadas com tintas orgânicas ou inorgânicas ricas em zinco, conforme SSPC-PS 12.00	
d) Superfícies jateadas, metalizadas com zinco ou alumínio, conforme AWS C2.2 (sem utilizar tratamentos posteriores descritos na seção IV daquela norma)	
e) Superfícies nas quais seja aplicado banho vinílico conforme SSPC-PT 3	0,25

7.3.4 Dimensões e uso de furo

7.3.4.1 As dimensões máximas de furos devem obedecer ao indicado na Tabela 16, 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.

7.3.4.2 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.

7.3.4.3 Nas ligações com furos alargados ou alongados devem ser observados os tipos de ligação permitidos e as limitações indicadas na Tabela 17.

TABELA 16 – Dimensões máximas de furos para parafusos e barras rosqueadas

	Diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada "d"	Diâmetro do furo padrão	Diâmetro do furo alargado	Dimensões de um furo pouco alongado	Dimensões um furo muito alongado
Dimensões em mm	≤ 24	d + 1,5	d + 5	(d+1,5)x(d+6)	(d+1,5)x2,5d
	27	28,5	33	28,5x35	28,5 x 67,5
	≥ 30	d + 1,5	d + 8	(d+1,5)x(d+9,5)	(d+1,5)x2,5d
Dimensões em polegadas	≤ 7/8"	d + 1/16"	d + 3/16"	(d+1/16")x(d+1/4")	(d+1/16")x2,5d
	1"	1 1/16"	1 1/4"	1 1/16"x1 5/16"	1 1/16"x2 1/2"

TABELA 17 – Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	Arruelas (A)
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 : ASTM A 325 E ASTM A490
	Por contato	Em qualquer uma ou em todas as chapas da ligação. Maior dimensão normal à direção da solicitação	

TABELA 17 – Limitações relativas ao emprego de furos alargados ou alongados /continuação

Tipo de furo	Tipo de ligação permitido	Limitações	
		Posição do furo	Arruelas (A)
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 item 7.7.4.2 e nota A), 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	

(A) Quando forem usados parafusos ASTM A 490 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 F 436, porém, de espessura mínima igual a 8 mm, em lugar das arruelas padrão.

7.3.5 Pega longa e ligações de grande comprimento

Exceto nos casos dos parafusos de alta resistência ASTM A 325 e ASTM A 490, que são montados com protensão inicial quando o comprimento de pega excede "5d" o número necessário de parafusos ou barras rosqueadas deve ser aumentado 1 por cento para cada 1,5 mm adicionais de pega (d = diâmetro do parafuso ou barra rosqueada). Quando ligações por contato, usadas em emendas de barras tracionadas, tiverem um comprimento superior a 630 mm na direção da força externa, a força cortante de cálculo " V_d " 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.

7.3.6 Espaçamento mínimo entre furos

A distância entre centros de furos padrão, alargados ou alongados, não pode ser inferior a 2,7 d , de preferência 3 d , sendo " d " o diâmetro nominal do parafuso ou barra rosqueada.

Nota: Além desse requisito, a distância livre entre as bordas de dois furos consecutivos não pode ser inferior a " d ".

7.3.7 Distância mínima de um furo às bordas

7.3.7.1 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 18 (d = diâmetro do parafuso ou barra rosqueada, na Tabela 18)

7.3.7.2 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 18, acrescido de " βd " sendo "d" 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 (neste caso a nota "A" da Tabela 13 é aplicável, com β em lugar de η_2)

TABELA 18 - Distância mínima do centro de um furo padrão à borda ^(A)

Diâmetro "d"		Borda cortada com serra ou tesoura (mm)	Borda laminada ou cortada a maçarico ^(B) (mm)
ASTM	ISSO		
	M 12	21	18
1/2"		22	19
5/8"	M 16	29	22
3/4"		32	26
	M 20	35 ^(C)	27
7/8"	M 22	38 ^(C)	29
	M 24	42	31
1"		44	32
1 1/8"	M 27	50	38
	M30	53	39
1 1/4"		57	41
	M33	58	42
1 1/4"	M33	1,75d	1,25d

(A) Parafusos alargados ou alongados ver 7.3.7.2.

(B) As bordas cortadas a maçarico devem ser lisas e isentas de entalhes.

(C) Nas extremidades de cantoneiras de ligação de vigas, esta distância pode ser igual a 32 mm.

7.3.8 Distância máxima às bordas

Para qualquer borda de uma parte ligada, a distância do centro do parafuso (ou barra rosqueada) mais próximo até essa borda não pode exceder 12 vezes a espessura da parte ligada considerada, nem 150 mm.

7.4 Pinos

7.4.1 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.

7.4.2 Resistência de cálculo

7.4.2.1 A resistência de cálculo do pino ao momento fletor é dada por " $\phi_b M_n$ ", onde $\phi_b = 0,90$ e a resistência nominal " M_n " é:

$$M_n = 1,2 W f_y$$

Onde:

W = módulo resistente elástico da seção do pino

7.4.2.2 Resistência de cálculo à flexão – força cortante

A resistência de cálculo do pino à força cortante é dada por " $\phi_v V_n$ ", onde $\phi_v = 0,90$ e a resistência nominal " V_n " é:

$$V_n = 0,60 A_w f_y$$

Onde:

A_w = área efetiva de cisalhamento da seção do pino, conforme item 5.1.1.4

7.4.2.3 Resistência de cálculo ao esmagamento

A resistência de cálculo do pino ao esmagamento é dada por " ϕR_n ", onde $\phi = 0,75$ e a resistência nominal " R_n " é:

$$R_n = 1,5 f_y$$

A solicitação de cálculo a ser considerada e a máxima tensão de contato de cálculo, para distribuição uniforme ou não.

Nos itens 7.4.2.1, 7.4.2.2 e 7.4.2.3, f_y é o limite de escoamento do material do pino.

7.5 Elementos de ligação

7.5.1 Generalidades

O presente item 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.

7.5.2 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, deve ser levado em conta o momento devido à excentricidade na ligação.

7.5.3 Resistências de cálculo

7.5.3.1 Regra geral

Todos os elementos de ligação (inclusive partes afetadas de barras) devem ser dimensionados de forma que suas resistências de cálculo " ϕR_n ", 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 ações de cálculo (ou nas exigências de resistência mínima da ligação) e com base nas regiões efetivamente resistentes, não podem ultrapassar as seguintes resistências de cálculo.

a) para escoamento por tensões normais

$$\phi = 0,90 \quad R_n = f_y$$

b) para escoamento por tensões de cisalhamento

$$\phi = 0,90 \quad R_n = 0,6 f_y$$

c) para ruptura por tensões normais

$$\phi = 0,75 \quad R_n = f_u$$

d) para ruptura por tensões de cisalhamento

$$\phi = 0,75 \quad R_n = 0,6 f_u$$

Em ligações soldadas as tensões de cálculo nos elementos de ligação, na zona adjacente a 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.

Nota: Na verificação de ruptura de chapas de ligação encaixadas em 5.1.1.3 – d), deve ser usada área líquida efetiva determinada com os coeficientes C_t lá apresentados.

7.5.3.2 Colapso por rasgamento

Devem ser analisadas as possibilidades de colapso por rasgamento ao longo de seções críticas. Na Figura 11 mostram-se alguns exemplos. A resistência de cálculo ao rasgamento, em termos de tensão, é dada por " ϕR_n ", onde " ϕ " e " R_n " são determinados como em 7.5.3.1, com base em escoamento (para seção bruta) e ruptura (para seção líquida).

Nas situações das Figuras 11a, 11b, 11c e 11d as tensões de cálculo podem ser determinadas dividindo a força de cálculo atuante por $(A_v + A_t)$, considerando todas as tensões assim determinadas como de cisalhamento (mesmo as que atuam em A_t) Em situações como as mostradas nas Figuras 11e e 11f, 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, podem-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.

A_v = área de cisalhamento

A_t = área sujeita a tensões normais

a = garganta efetiva da solda de filete

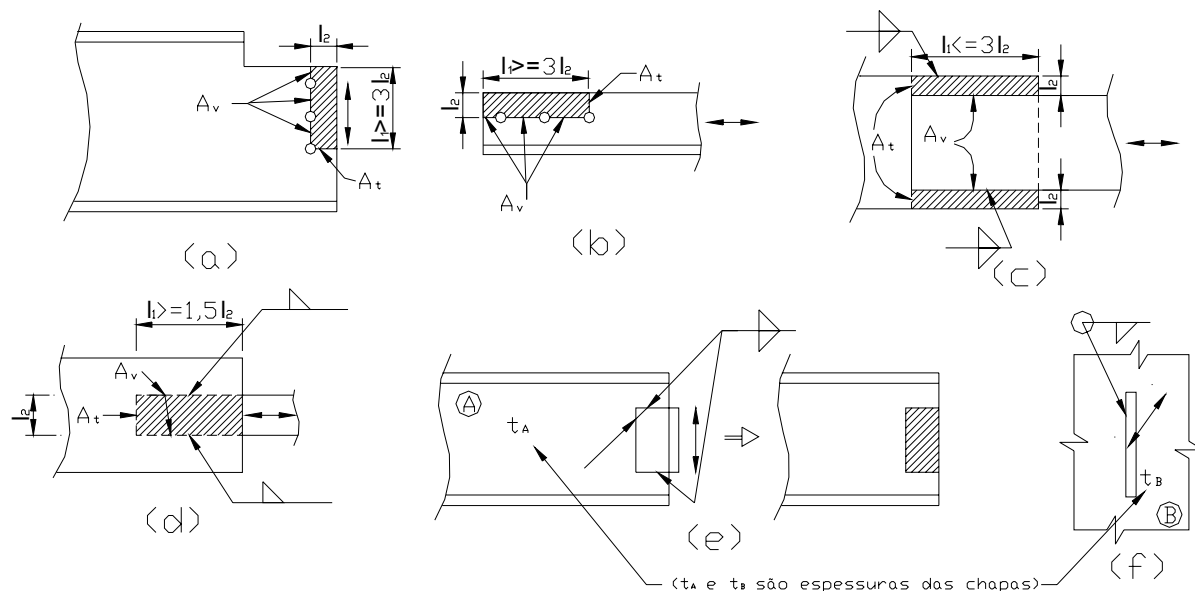


Figura 11 - Exemplos de colapso por rasgamento

7.5.4 Chapas de enchimento

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 a 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. 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.

Ver figuras 12 e 13

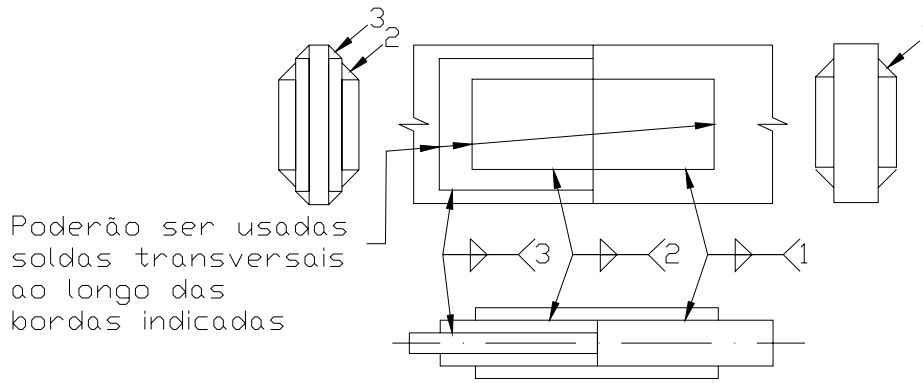


Figura 12 - Chapa de enchimento com espessura igual ou superior a 6 mm

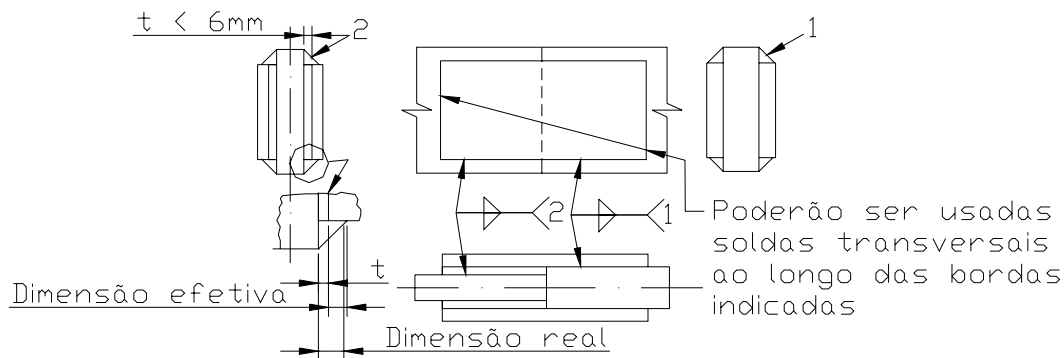
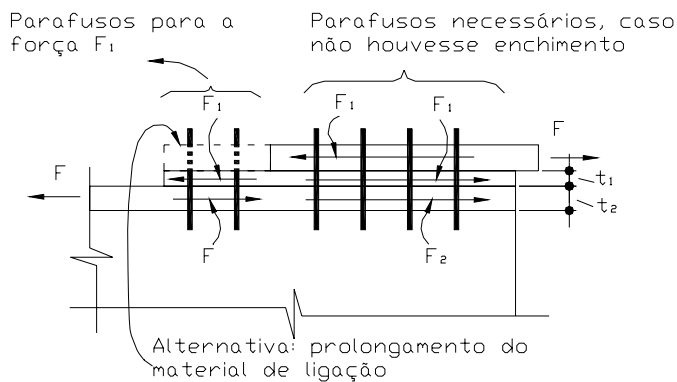


Figura 13 - Chapa de enchimento com espessura inferior a 6mm

7.5.4.2 Quando forem usadas chapas de enchimento em ligações parafusadas, e essas chapas forem de espessura maior que 6 mm, as mesmas deverão se estender além do material de ligação, exceto em ligações por atrito; 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. Ao invés da extensão, pode ser acrescentado, na ligação, um número equivalente de parafusos (ver Figura 14).



Onde:

t_1 : espessura da chapa de enchimento

t_2 : espessura do elemento de suporte

$$F_1 + F_2 = F; F_1 / t_1 = F_2 / t_2$$

Nota: As forças indicadas nos grupos de parafusos correspondem às resultantes das forças de contato que os parafusos aplicam nas chapas.

Figura 14 - Chapa de enchimento em ligações parafusadas

7.6 Pressão de contato

7.6.1 Resistência à pressão de contato

A resistência de cálculo " ϕR_n " nas superfícies em contato depende das várias formas e condições dessas superfícies, como a seguir indicado.

7.6.1.1 Superfícies usinadas

Em superfícies usinadas, incluindo-se o caso de enrijecedores com extremidades em contato com a mesa e o caso de pinos através de furos mandrilados ou broqueados:

$$\phi = 0,75 \quad R_n = 1,5 A f_y = \text{resistência nominal ao esmagamento}$$

7.6.1.2 Superfícies não usinadas

A transmissão da pressão deve ser feita através de ligação soldada; para determinação das resistências de cálculo ver itens 7.2 e 7.5.

7.6.1.3 Aparelhos de apoio cilíndricos maciços, sobre superfícies planas usinadas

$$\phi = 0,75 \quad R_n = 24 d \ell \frac{f_y^2}{E} \text{ (por cilindro)}$$

Onde:

d, ℓ = diâmetro e comprimento do cilindro, respectivamente

Nos itens 7.6.1.1 e 7.6.1.3, quando as partes em contato tiverem diferentes limites de escoamento, f_y será o menor valor.

7.6.1.4 Pressão de contato sobre apoios de concreto

A resistência de cálculo " ϕR_n " à pressão de contato, na área A_1 da região carregada sob placas de apoio, deve ser determinada como a seguir, usando-se $\phi = 0,70$ (a solicitação de cálculo deve ser expressa em termos de tensão de compressão).

Nas alíneas "a" e "b" seguintes, pressupõe-se 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.

- a) quando a superfície de concreto se estende além da placa de apoio e seu contorno é homotético com relação à região carregada:

$$R_n = 0,70 f_{ck} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,40 f_{ck}$$

Onde:

A_1 = área carregada sob a placa de apoio
 A_2 = área da superfície de concreto

- b) quando os contornos não forem homotéticos, o valor " R_n " pode ser determinado pela expressão anterior, porém, a área A deve ser calculada conforme indicado na Figura 15.

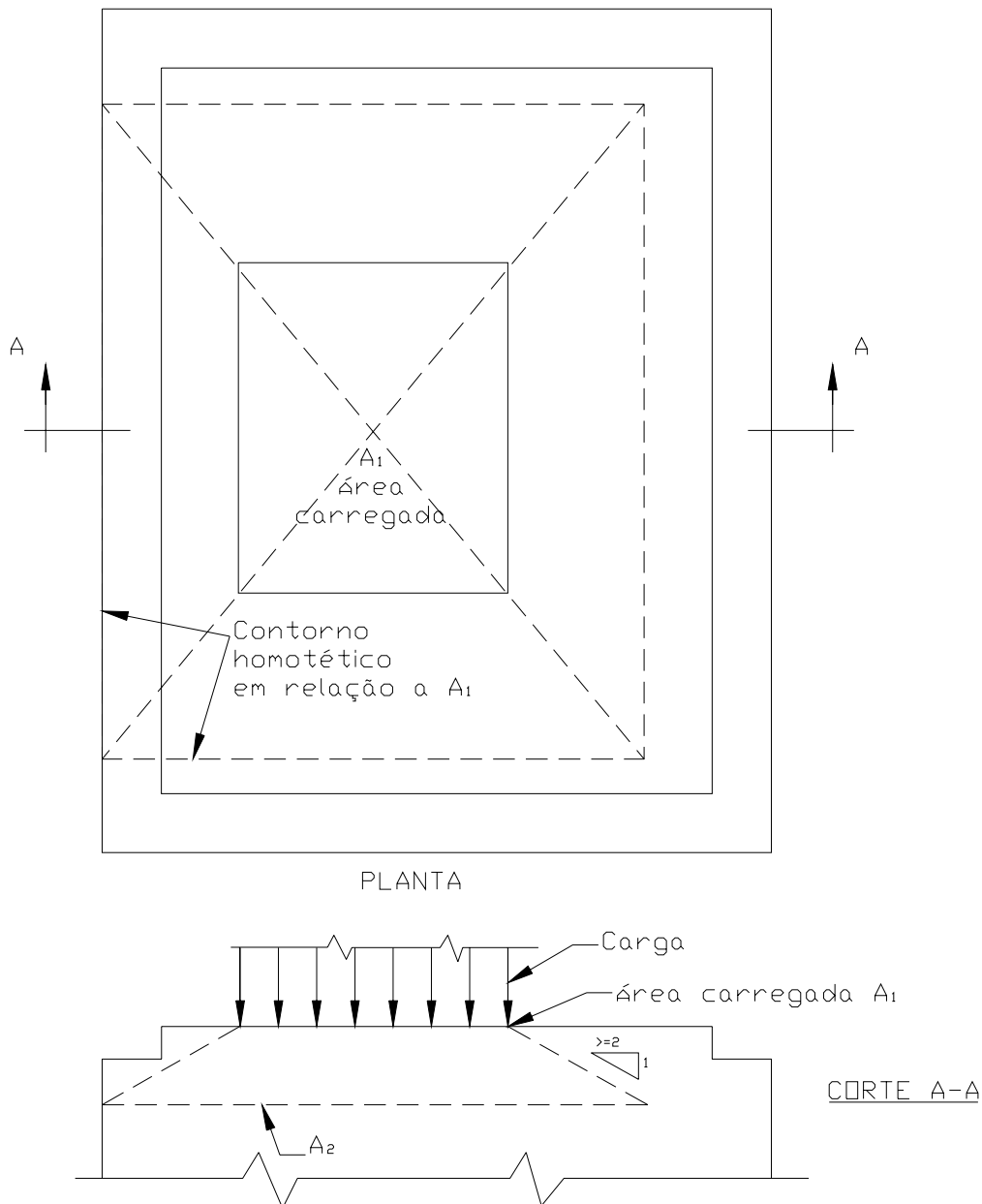


Figura 15 - Pressão de contato sobre apoios de concreto

7.7 Projeto, montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência

7.7.1 Generalidades

7.7.1.1 Este item se refere ao projeto, à montagem e à inspeção de ligações feitas com parafusos de alta resistência ASTM A325 e ASTM A490, apertados até que seja atendida uma força de protensão mínima especificada na Tabela 19.

7.7.1.2 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 seria altamente prejudicial deverão ser ligações por atrito. Também aquelas que estiverem sujeitas a forças repetitivas, com reversão de sinal, deverão ser ligações por atrito.

7.7.2 Parafusos, porcas e arruelas

7.7.2.1 Os parafusos deverão estar em conformidade com as atuais especificações da ASTM A325 "Parafusos de alta resistência para ligações em estruturas de aço, incluindo porcas adequadas e arruelas planas endurecidas", ou da ASTM A490 "Parafusos de aço-liga temperado e revenido, para ligações em estruturas de aço". 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.

7.7.2.2 As dimensões dos parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações da ANSI B18.2.1 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.

7.7.2.3 As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as atuais especificações da ANSI B18.2.2 para porcas hexagonais pesadas.

7.7.2.4 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 dos itens 7.7.2.2 e 7.7.2.3 para um parafuso e porca de mesmas dimensões nominais. Os métodos de instalação e inspeção podem diferir dos indicados respectivamente em 7.7.4.3, 7.7.4.4, 7.7.4.5 e 7.7.5; neste caso, tais métodos devem ser documentados por especificação detalhada, sujeita à aprovação do engenheiro responsável pelo projeto.

7.7.2.5 As arruelas planas circulares e arruelas biseladas quadradas devem estar em conformidade com as últimas especificações da ASTM F436 "Especificação para arruelas de aço endurecidas". As dimensões das arruelas são especificadas na

ANSI B 27.2 (arruelas planas circulares) e na ANSI B 27.4 (arruelas biseladas quadradas)

7.7.3 Partes parafusadas

7.7.3.1 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.

7.7.3.2 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.

7.7.3.3 As superfícies de contato em ligações por atrito deverão atender a uma das condições dadas na Tabela 15, observando-se o coeficiente de atrito correspondente.

7.7.4 Instalação dos parafusos

7.7.4.1 Força de protensão mínima de aperto

Os parafusos de alta resistência devem ser apertados de forma a se obter uma força mínima de protensão adequada a cada diâmetro e tipo de parafuso usado, como indicado na Tabela 19, independentemente da ligação ser por atrito ou por contato. O aperto deve ser aplicado pelo método da rotação da porca, da chave calibrada, ou do indicador direto de tração (ver 7.7.4.3, 7.7.4.4 e 7.7.4.5).

TABELA 19 - Força de protensão mínima em parafusos, dada em kN ^(A)

Diâmetro do parafuso em polegadas	ASTM	
	A325	A490
1/2"	53	66
5/8"	85	106
3/4"	125	156
7/8"	173	216
1"	227	283
1 1/8"	250	357
1 1/4"	317	453
1 1/2"	460	659

(A) Igual a 70% da resistência mínima à tração especificada para o parafuso = $0,70 A_r f_u$ (A_r e f_u conforme itens 7.3.1.2 e 7.3.2.2, respectivamente).

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.

7.7.4.2 Arruelas

Adicionalmente às exigências do item 7.7.3.1 e da Tabela 17, 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 limite de escoamento inferior a 280MPa.

7.7.4.3 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 19, 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 indivíduo 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 20, 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.

7.7.4.4 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 19. 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 verificado que, durante a instalação dos parafusos na estrutura, a calibragem escolhida não produz uma rotação da porca ou da cabeça do parafuso, a partir da posição de pré-torque, superior à indicada na Tabela 20. 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 20. 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 ^(B)	2/3 de volta	5/6 de volta	1 volta

(A) 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 30°, para parafusos instalados com 2/3 de volta ou mais, a tolerância na rotação é de mais ou menos 45°.

(B) 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 que meça a tração, adequado, que simule as condições reais.

7.7.4.5 Aperto pelo uso de um indicador direto de tração

É permitido apertar parafusos por este método, 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 19, após o aperto.

7.7.4.6 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.

7.7.5 Inspeção

7.7.5.1 O inspetor deverá se assegurar de que, para toda a obra, sejam atendidos os requisitos de 7.7.2, 7.7.3 e 7.7.4. O inspetor deve ter livre acesso para acompanhar a calibração de chaves, conforme prescrito em 7.7.4.4.

7.7.5.2 O inspetor deverá observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que 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 19, sem que isso constitua motivo para rejeição.

7.7.5.3 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 19.

7.7.5.4 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 19, 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 20. 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.

8 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO E OUTRAS CONSIDERAÇÕES

8.1 Generalidades

O objetivo deste capítulo é o de estabelecer critérios de projeto relativos aos estados limites de utilização, fazer considerações de resistência não incluídas nos Capítulos 5,6 ou 7 e considerações de projeto não incluídas em outras partes da Norma.

8.2 Estados limites de utilização

8.2.1 Generalidades

A ocorrência de um estado limite de utilização (ver item 3.5) pode prejudicar a aparência, a possibilidade de manutenção, a durabilidade, a funcionalidade e o conforto dos ocupantes de um edifício, bem como pode causar danos a equipamentos e materiais de acabamento vinculados ao edifício.

8.2.2 Bases para projeto

8.2.2.1 Os valores limites a serem impostos ao comportamento da estrutura, e que garantem sua plena utilização (por exemplo: deformações máximas, acelerações, etc.) devem ser escolhidos levando-se em conta as funções previstas para a estrutura e os materiais a ela vinculados.

8.2.2.2 Cada estado limite de utilização deve ser verificado utilizando-se combinações de ações nominais associadas ao tipo de resposta pesquisada.

8.2.3 Deformações

8.2.3.1 As deformações de barras da estrutura e de conjuntos de elementos estruturais, incluindo pisos, coberturas, divisórias, paredes externas etc., não podem ultrapassar os valores limites impostos a tais deformações (ver Anexo C).

8.2.3.2 As deformações laterais da estrutura e os movimentos horizontais relativos entre pisos, devidos à ação nominal do vento ou a efeitos sísmicos, não podem provocar colisão com estruturas adjacentes, nem ultrapassar os valores limites impostos (ver Anexo C).

8.2.3.3 Na determinação de deformações de vigas mistas, deve ser considerada a deformação lenta do concreto.

8.2.1 Vibrações

8.2.1.1 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 (ver Anexo N).

8.2.4.2 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 Anexo N para estados limites de utilização e Anexo M para fadiga.

8.2.4.3 Para vibrações devidas ao vento ver Anexo O. Vibrações deste tipo devem ser levadas em conta também na verificação dos estados limites últimos, incluindo fadiga (ver Anexo B, item B-4, e Anexo ~).

8.2.5 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.

8.3 Considerações adicionais de resistência

8.3.1 Generalidades

Além dos requisitos dos Capítulos 5, 6 e 7, outros aspectos de resistência devem ser considerados sob certas condições, dentre os quais destacam-se: fadiga, empoçamento, fratura frágil e temperaturas elevadas.

8.3.2 Fadiga

8.3.2.1 Barras e ligações sujeitas aos efeitos de fadiga devem ser dimensionadas de acordo com os requisitos do Anexo M.

8.3.2.2 Poucas barras ou ligações em edifícios não industriais necessitam ser dimensionadas para fadiga, pois, as variações de carga nessas estruturas ocorrem somente um pequeno número de vezes ou produzem somente pequenas flutuações de tensões.

8.3.2.3 A ocorrência dos efeitos máximos, em edifícios, de vento ou terremoto e de pouca frequência e não merece considerações de fadiga. Todavia, estruturas suportes de pontes rolantes e de máquinas são freqüentemente sujeitas a condições de fadiga.

8.3.3 Empoçamento

8.3.3.1 Estruturas de coberturas deverão ser analisadas de forma que seja garantida sua estabilidade, quando sujeitas às cargas de empoçamento de água, a não ser que haja suficiente inclinação para pontos de drenagem ou número adequado de drenos individuais de forma a impedir o acúmulo de água de chuva.

8.3.3.2 O sistema de cobertura pode ser considerado estável, não necessitando de outras verificações, quando forem satisfeitas as seguintes condições (válidas para telhado plano, sem flechas):

$$C_p + 0,9 C_s \leq 0,25$$

e

$$I_d \geq 4 S^4/10^9$$

Onde:

$$C_p = \frac{5,06L_s L_p^4}{10^{13} I_p} \quad \text{e} \quad C_s = \frac{5,06S L_s^4}{10^{13} I_s}$$

- L_p = espaçamento entre pilares na direção do vão da viga principal (comprimento das barras principais) em mm
- L_s = espaçamento entre pilares na direção ortogonal ao vão da viga principal (comprimento das barras secundárias) em mm
- S = espaçamento das barras secundárias em mm
- I_p = momento de inércia das barras principais em mm^4
- I_s = momento de inércia das barras secundárias em mm^4
- I_d = momento de inércia da telha de aço da cobertura, suportada pelas barras secundárias, em mm^4/m

Notas: a) Para treliças usadas como barras secundárias, o momento de inércia " I_s " deverá ser reduzido de 15% quando usado nas fórmulas anteriores. A telha de aço deverá ser considerada como elemento secundário quando for diretamente suportada por barras principais.

b) A tensão normal de flexão devida à combinação dos valores nominais de carga permanente, sobrecarga (se houver) e empoçamento, não pode ultrapassar $0,8 f_y$ nas barras principais e secundárias.

8.3.4 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 dúteis. Devem ser evitados: transições bruscas, tensões residuais excessivas e material excessivamente espesso soldado.

8.3.5 Temperaturas elevadas

As estruturas de aço devem ser protegidas e/ou verificadas para os efeitos de temperaturas elevadas, de origem operacional (p.ex.: em indústrias) ou acidental (p.ex.: no caso de incêndios),

8.4 Outras condições de projeto

8.4.1 Generalidades

Devem ser incluídas no projeto considerações a respeito de contraflechas e de proteção adequada contra corrosão,

8.4.2 Contraflechas

8.4.2.1 As contraflechas que forem necessárias devem ser indicadas nos desenhos de projeto. Geralmente, a treliças de vão igual ou superior a 24 metros, devem ser aplicadas contraflechas aproximadamente iguais à flecha resultante de carga permanente nominal. Para vigas de rolamento de vão igual ou superior a 20 m, geralmente deve ser dada contraflecha igual à flecha resultante da carga permanente nominal mais 50% da carga móvel nominal. 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.

8.4.2.2 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.

8.4.3 Corrosão

8.4.3.1 Os componentes da estrutura devem ser dimensionados para tolerar corrosão ou devem ser protegidos contra a corrosão que possa influir na resistência ou no desempenho da estrutura.

8.4.3.2 A proteção contra corrosão pode ser obtida através da presença de elementos de liga adequados no aço, 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 sobresspessura de corrosão adequada para a vida útil e a agressividade do meio.

8.4.3.3 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.

8.4.3.4 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, o aço assim protegido deve ter uma espessura mínima de 5 mm (excluindo-se calços e chapas de enchimento).

8.4.3.5 A espessura mínima exigida para peças estruturais situadas em meio ambiente não corrosivo, as quais, em consequência, não exigem proteção contra corrosão, é de 3 mm.

8.4.3.6 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.

8.4.3.7 A proteção contra corrosão nas superfícies internas de peças cujo interior é permanentemente vedado contra a penetração de oxigênio externo, e considerada desnecessária.

9 FABRICAÇÃO, MONTAGEM E CONTROLE DE QUALIDADE

9.1 Generalidades

9.1.1 Documentos de projeto

Todos os documentos do projeto devem atender às exigências mínimas do Capítulo 4.

9.1.2 Símbolos padronizados e nomenclatura

Os símbolos indicativos de soldas usados nos desenhos e as exigências de inspeção da estrutura devem obedecer às Normas AWS.

9.1.3 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.

9.2 Fabricação da estrutura e pintura de oficina

9.2.1 Fabricação

9.2.1.1 Desempeno do material

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 desempenho mecânico, sujeito às limitações desta Norma. Aquecimento e meios mecânicos são também permitidos para obter-se pré-deformações desejadas

Nota: A temperatura das áreas aquecidas, medida por métodos aprovados, não deve ser superior a 650⁰C para os aços de uso permitido por esta Norma

9.2.1.2 Corte por meios térmicos

O corte executado por meios térmicos deve ser feito, de preferência, com equipamentos automáticos. Bordas cortadas por esses meios, e que ficarão sujeitas a solicitações substanciais, ou destinadas a receber metal de solda, devem estar praticamente isentas de entalhes ou depressões. Eventuais entalhes ou depressões de profundidade inferior a 4,5 mm serão tolerados; os demais serão removidos por esmerilhamento. Todos os cantos reentrantes devem estar isentos de entalhes e ter o maior raio de arredondamento possível, com um mínimo de 13 mm.

9.2.1.3 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; 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.

9.2.1.4 Construção parafusada

9.2.1.4.1 Quando a espessura do material for inferior ou no máximo igual ao diâmetro nominal 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 como diâmetro final. Quando aplicável, esse requisito deve constar dos desenhos da estrutura. Não é permitido o uso de maçarico para a abertura de furos.

9.2.1.4.2 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, através de deformação, forçar a coincidência de furos, alargá-los, ou distorcer o material. Coincidência insuficiente de furos deve ser motivo de rejeição da peça ou peças. A montagem e inspeção de ligações com parafusos de alta resistência devem ser feitas de acordo com o item 7.7.

9.2.1.5 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 as seções 3 e 4 da AWS D 1.1-82.

9.2.1.6 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.

9.2.1.7 Tolerâncias dimensionais

As tolerâncias dimensionais devem atender aos requisitos indicados no Anexo P "Práticas recomendadas para a execução de estruturas de aço de edifícios".

9.2.1.8 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); 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);
- 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.

9.2.2 Pinturas de oficina

9.2.2.1 Requisitos gerais

A pintura de oficina e a preparação das superfícies devem estar de acordo com os requisitos do Anexo P "Práticas recomendadas para a execução de estruturas de aço de edifícios".

As partes das peças de aço que transmitem esforços ao concreto por aderência não podem ser pintadas; exceto neste caso e nos casos onde a pintura foi desnecessária (ver item 8.4.3) em toda a estrutura deverá ser aplicada, na oficina, pelo menos uma camada de primer.

9.2.2.2 Superfícies inacessíveis

Exceto para superfícies de contato, as superfícies que vão se tornar inacessíveis após a fabricação devem ser limpas e pintadas, de acordo com as especificações de pintura do projeto, antes de se tornarem inacessíveis.

9.2.2.3 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 da Tabela 15, devem ser limpas conforme Anexo R, 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 item 9.2.2.4

9.2.2.4 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.

9.3 Montagem

9.3.1 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.

9.3.2 Cuidados na montagem

9.3.2.1 A estrutura deve ser montada alinhada, nivelada e aprumada, dentro das tolerâncias indicadas no Anexo P "Práticas recomendadas para a execução de estruturas de aço de edifícios". 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 as "Práticas" citadas anteriormente, para absorver todas as cargas a que a estrutura possa estar sujeita durante a construção, incluindo ação do vento, equipamentos e sua operação. 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 carga de equipamento ou outras cargas sobre a estrutura, durante a montagem, devem ser tomadas medidas para que sejam absorvidas as solicitações correspondentes.

9.3.2.2 À medida que a montagem prossegue, a estrutura deve ser parafusada ou soldada com segurança, de forma que possa absorver toda a carga permanente, vento e cargas de montagem.

9.3.3 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.

9.3.4 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

9.3.5 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 ao Anexo P.

9.4 Controle de qualidade

9.4.1 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, tal fato deve constar dos documentos de licitação da estrutura.

9.4.2 Cooperação

Toda a inspeção por parte dos representantes do comprador, tanto quanto possível deve ser feita na oficina 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.

9.4.3 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,

9.4.4 Inspeção de soldas

A inspeção das soldas deve ser feita de acordo com os requisitos da Seção 6 da AWS D1.1-82. 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.

9.4.5 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 do material;
- b) número da corrida do aço, se exigido;
- c) relatórios de ensaios de material necessários para atender a exigências especiais.